

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE EN MEDIOS
HOMOGÉNEOS Y ESTRATIFICADOS PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES**



VIVIANA CUTA

MARÍA FERNANDA RENGIFO ARROYAVE



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE EN MEDIOS
HOMOGÉNEOS Y ESTRATIFICADOS PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES**



VIVIANA CUTA

MARÍA FERNANDA RENGIFO ARROYAVE

**Trabajo de grado modalidad investigativa para optar al título de:
Ingeniero Civil**

Director:

Ing. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

DEDICATORIA

Dedicado a Dios por sus grandes bendiciones que ha derramado sobre mí y toda mi familia, y por hacer realidad este gran sueño.

A mis Padres, por su infinito amor, cariño, comprensión y apoyo. Por soportar estos años lejos de ellos, por acompañarme en los buenos y malos momentos por ayudarme a que este momento llegara.

A mi abuelita, por sus oraciones y consejos que hicieron de este sueño una realidad.

A mis hermanos mil gracias por todos los momentos que hemos pasado juntos y a Anyelo por su compañía, amor y ayuda incondicional.

Viviana Cuta.

“Nunca consideres el estudio como una obligación, sino como una oportunidad para penetrar en el bello y maravilloso mundo del saber”

ALBERT EINSTEIN

DEDICATORIA

Dedicado a Dios que me dio la sabiduría y fortaleza para afrontar todos los obstáculos y sin su ayuda nada de esto hubiera sido posible.

Al mejor regalo que me ha dado Dios y ser humano que más amo, mi mamá, por el cariño y apoyo incondicional que me ha brindado siempre.

A mi papá y hermanas por sus valiosos consejos y compañía que han servido para formarme como persona y muy pronto profesional.

A Stiven quien con su amor, carisma y simpatía ha sido un gran soporte en momentos difíciles.

María Fernanda Rengifo Arroyave.

“Después de escalar una montaña muy alta, descubrimos que hay muchas otras por escalar”

NELSON MANDELA

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestros agradecimientos a:

Todas las personas que estuvieron involucradas en la realización del presente documento, en especial a nuestro director de tesis Ing. Vladimir Merchán por aportarnos sus conocimientos.

A la escuela de ing. Civil de la Universidad industrial de Santander por facilitarnos las herramientas necesarias.

A todos los docentes por ser nuestros tutores en el transcurso de este gran logro.

Agradecemos en especial a Dios, por ser nuestro guía en este largo y productivo camino.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	22
OBJETIVOS.....	24
1. CAPACIDAD PORTANTE EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	25
1.1 INTRODUCCIÓN.....	25
1.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y CONCEPTO DE CAPACIDAD PORTANTE	25
1.3 CRITERIO DE FALLA DE MOHR COULOMB.....	31
1.4 DETERMINACION DE CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS BAJO CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	34
1.4.1 Capacidad portante en suelos homogéneos	34
1.4.2 Capacidad portante en suelos estratificados	42
2. MANEJO DE SOFTWARE UTILIZADO	49
2.1 INTRODUCCIÓN.....	49
2.2 EJERCICIO RESUELTO	49
2.2.1 Introducción de datos y pre-procesador	50
2.2.2 Cálculos	56
2.2.3 Post-procesos de los resultados	61

3. ANÁLISIS COMPARATIVO	62
3.1 INTRODUCCIÓN.....	62
3.2 CASOS DE ESTUDIO	62
3.3 INFLUENCIA DE LAS DIMENSIONES DEL MEDIO ANALIZADO.....	64
3.4 RESULTADOS.....	68
3.4.1 Suelos homogéneos (S.H)	68
3.4.2 Suelos estratificados (S.E)	96
4. CONCLUSIONES	112
4.1 INTRODUCCIÓN.....	112
4.2 CONCLUSIONES.....	112
BIBLIOGRAFÍA	115
ANEXOS.....	117

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Clasificación de zapatas: (a) Zapata aislada; (b) Zapata continua; (c) Zapata combinada.	26
Figura 2. Falla general por corte	27
Figura 3. Falla local de corte.....	28
Figura 4. Falla de corte por punzonamiento	29
Figura 5. Representación del círculo de Mohr Coulomb: (a) Material no presenta falla. (b) Material presenta falla.....	32
Figura 6. Línea de resistencia intrínseca.	33
Figura 7. Análisis para un cimiento corrido	35
Figura 8. Efecto del Nivel freático: (a) Caso I; (b) Caso II; (c) Caso II.	38
Figura 9. Capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado.....	43
Figura 10. Ventana de configuración general (<i>Project properties</i>).	50
Figura 11. Ventana de introducción de cargas.....	52
Figura 12. Modelo geométrico	52
Figura 13. Ventana de propiedades del suelo, pestañas (<i>General y Parameters</i>).54	54
Figura 14. Ventana de propiedades del suelo, pestaña (<i>Flow parameters</i>)	54
Figura 15. Ventana de generación de malla.	56
Figura 16. Ventana selección del modo de cálculo.....	57
Figura 17. Ventana cálculo.	57
Figura 18. Creación del nivel freático.....	58
Figura 19. Ventana generación de presión de agua.	59
Figura 20. Ventana de cálculo, pestaña (<i>Calculation type</i>)	60

Figura 21. (a) Caso II-a de Suelos Homogéneos. (b) Caso I-a de Suelos Estratificados.	64
Figura 22. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio con diferentes dimensiones verticales (sin escala).....	65
Figura 23. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos para un medio de 14mx4m, caso I (a), S.H.....	70
Figura 24. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a) para un medio de 14mx4m, S.H.	70
Figura 25. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos para un medio de 14mx15m, caso I (a), S.H.....	72
Figura 26. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a) para un medio de 14mx15m, S.H.	72
Figura 27. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (b) S.H.....	74
Figura 28. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (b) S.H.....	74
Figura 29. Resultados de incremento de deformación desviadora y Puntos plásticos, caso II (a).	77
Figura 30. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (a) S.H.....	78
Figura 31. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (b).80	
Figura 32. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (b) S.H.....	80
Figura 33. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (c), S.H.....	82
Figura 34. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (c) S.H.....	83
Figura 35. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (a) con N.F=1 m, S.H.	84

Figura 36. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (a) con N.F=1 m, S.H.	85
Figura 37. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (a) con N.F=2 m, S.H.	86
Figura 38. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (a) con N.F=2 m, S.H.	86
Figura 39. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (b) con N.F=1 m, S.H.	88
Figura 40. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (b) con N.F=1 m, S.H.	88
Figura 41. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (b) con N.F=2 m, S.H.	90
Figura 42. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (b) con N.F=2 m, S.H.	90
Figura 43. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (c) con N.F= 1m, S.H.	92
Figura 44. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (c) con N.F=1 m, S.H.	92
Figura 45. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (c) con N.F= 2m, S.H.	94
Figura 46. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (c) con N.F=2 m, S.H.	94
Figura 47. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (a), S.E.	97
Figura 48. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a), S.E.	97
Figura 49. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (b) en estado seco, S.E.	100
Figura 50. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (b) en estado seco, S.E.	100

Figura 51. Incremento de deformación desviadora y Puntos plásticos, caso I (c), S.E.	102
Figura 52. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (c), S.E.	103
Figura 53. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (a), S.E.	104
Figura 54. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (a), S.E.	105
Figura 55. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (b), S.E.	107
Figura 56. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (b), S.E.	107
Figura 57. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (c), S.E.	110
Figura 58. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (c), S.E.	110

LISTA DE GRÁFICAS

	pág.
Gráfica 1. Modos de Falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic, 1973)	30
Gráfica 2. Coeficiente de empuje Pasivo.	36
Gráfica 3. Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna.	45
Gráfica 4. Variación de c_a/c_1 Vs q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).	46
Gráfica 5. Dimensión vertical del medio Vs carga última.	68
Gráfica 6. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos con un medio de 14mx4m, caso I (a), S.H.....	71
Gráfica 7. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos con un medio de 14mx15m, caso I (a), S.H.....	73
Gráfica 8. Incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_{yy}$, Caso I (b) S.H.	75
Gráfica 9. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (b), S.H.	76
Gráfica 10. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (a), S.H.....	79
Gráfica 11. Incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_{yy}$, Caso II (b) S.H.	81
Gráfica 12. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (b), S.H.....	81
Gráfica 13. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (c), S.H.	83
Gráfica 14. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (a) con $N.F=1$ m, S.H.	85

Gráfica 15. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (a) con N.F=2 m, S.H.	87
Gráfica 16. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (b) con N.F=1 m, S.H.	89
Gráfica 17. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (b) con N.F=2 m, S.H.	91
Gráfica 18. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (c) con N.F=1 m, S.H.	93
Gráfica 19. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (c) con N.F=2 m, S.H.	95
Gráfica 20. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (a), S.E.	98
Gráfica 21. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (b), S.E: (a) en estado seco y (b) en estado saturado.....	101
Gráfica 22.Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (c), S.E.	103
Gráfica 23. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (a), S.E.	106
Gráfica 24. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (b), S.E: (a) en estado seco y (b) en estado saturado.....	108
Gráfica 25. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (c), S.E.	111

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Parámetros de resistencia.	53
Tabla 2. Resultados del análisis de variación de dimensiones del medio analizado.	67
Tabla 3. Ecuaciones convencionales usadas para el cálculo de qult en suelos homogéneos (S.H).....	69
Tabla 4. Ecuaciones convencionales usadas para el cálculo de qult, en suelos estratificados.....	96
Tabla 5. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (a), S.E.	96
Tabla 6. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (b) en estado seco, S.E.	99
Tabla 7. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (c), S.E.....	102
Tabla 8. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso II (a), S.E.	104
Tabla 9. Datos usados en las ecuaciones clásicas, caso II (b) S.E.	106
Tabla 10. Datos usados en las ecuaciones clásicas, caso II (c) S.E.	109

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo A. Determinación de la Fórmula de Capacidad Portante de Terzaghi	117
Anexo B. Método de Elementos Finitos	126
Anexo C: Resultados y Simulaciones en Plaxis 2D	135
Anexo D. Influencia de la Malla en el Medio Analizado	183

TITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE EN MEDIOS HOMOGÉNEOS Y ESTRATIFICADOS PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES*

AUTORES: VIVIANA CUTA
MARIA FERNANDA RENGIFO ARROYAVE**

PALABRAS CLAVES: Capacidad Portante, Cimientos Superficiales, Medios Homogéneos, Medios Estratificados.

RESUMEN: En este trabajo de grado se hace una revisión de la metodología de análisis de capacidad portante en cimientos superficiales desde un punto de vista numérico, debido a que las soluciones existentes desde hace varias décadas (teorías clásicas) solo tienen en cuenta algunos casos especiales (Braja M. Das). También se hace un análisis comparativo para observar qué tan acoplados están estos dos métodos para determinar capacidad portante.

En este estudio se realizaron una serie de análisis numéricos tanto para perfiles de suelos homogéneos como para estratificados con variaciones de los parámetros de resistencia y deformabilidad así como del nivel freático, mediante un programa de ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos, llamado PLAXIS.

Los resultados obtenidos con el programa se compararon con diferentes casos resueltos por métodos convencionales. En particular los resultados sugieren que: existe una influencia importante en el tamaño del modelo de elementos finitos, en suelos secos el programa simula una resistencia a la rotura mayor a la obtenida teóricamente, siendo los únicos casos con valores menos conservadores, y los modos de falla, en algunos casos, presentan puntos de plastificación que forman superficies difíciles de relacionar con las planteadas por la teoría. Adicionalmente se analizó la influencia del número de elementos finitos que se utilizan en el modelo.

*Trabajo de Grado

**Facultad de ingenierías físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

TITLE: COMPARATIVE ANALYSIS OF BEARING CAPACITY IN HOMOGENEOUS AND STRATIFIED MEDIA FOR SURFACE CEMENTING. *

AUTHORS: VIVIANA CUTA
MARIA FERNANDA RENGIFO ARROYAVE**

KEYWORDS: Bearing capacity, Surface cementing, Homogenous media, Stratified media.

DESCRIPTION: This work reviews the methodology applied for bearing capacity analysis in surface cementing from a numerical standpoint due to the fact that the solutions available since several decades ago (classical theories) only consider some special cases regarding bearing capacity determination (Braja M. Das). Also gives a comparative analysis to see how these two methods are coupled to determine bearing capacity.

In this study a series of numerical analysis were carried out for both homogenous soil profiles to stratifieds with parameters variations of strength and deformability, and the water table, using a computer – based bidimensional finite element program designed specifically for the conduction of deformation and stability analysis at geotechnical level. This program is known as PLAXIS 2D.

The results obtained with this program are compared to various cases solved with the application of conventional methods. Results suggest that: an important influence of the finite element model size is observed; regarding dry soils, the program simulates greater resistance to drilling than the value obtained by the theoretical method. These are the only cases exhibiting less conservative values. Furthermore, some fault - mode cases show plastification points forming surfaces that are difficult to correlate with the surfaces reported by the theory. Finally, this work analyzes the influence of the number of finite elements utilized in the model.

*Graduation work.

**School of Civil Engineering, Faculty of Physico-mechanical Engineering, Director Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

INTRODUCCIÓN

En el estudio de cimentaciones debemos tener en cuenta dos aspectos fundamentales que definen si la fundación se comportara de manera satisfactoria o presentara falla, uno de ellos es la carga que se le trasmite al suelo y el otro son los asentamientos que se produzcan. Estos aspectos pueden ser estudiados desde el punto de vista teórico con soluciones dadas de estudios realizados por grandes contribuyentes de la mecánica de suelos disponibles en la literatura. Por otra parte, el desarrollo de herramientas numéricas implementadas en programas de computador permite analizar problemas complejos cumpliendo con las leyes físicas, utilizando el método de elementos finitos para uso en geotecnia a través de Plaxis.

Con este proyecto, se quiere dar a conocer que tan acopladas están las herramientas numéricas como PLAXIS 2D, para el análisis de capacidad portante, con las teorías clásicas existentes producto de resultados experimentales y analíticos. Para ello, se realiza una serie de simulaciones en este software con el fin de evaluar la sensibilidad del suelo según el valor de carga que se le transmita y los parámetros de resistencia y deformabilidad que se propongan, tanto para un perfil de suelo homogéneo como para un perfil de suelo estratificado con diferentes posiciones de nivel freático.

El utilizar un programa de elementos finitos, que está concebido para trabajar con la mecánica del medio continuo y que por ende se habla de pequeñas deformaciones, se sirvió del programa para llevar esos elementos a una condición de inestabilidad que implica la rotura del material. El método de elementos finitos no está concebido para manejar la rotura sino para análisis de deformaciones,

pero Plaxis si permite tener en cuenta la condición de rotura. Este trabajo consiste en aumentar la carga aplicada a la cimentación hasta que ocurra la plastificación en algunos elementos del modelo por haber alcanzado la condición de rotura mediante la envolvente de falla.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Hacer un estudio comparativo entre la metodología clásica para el cálculo de capacidad portante en cimientos superficiales y simulaciones numéricas utilizando un programa de elementos finitos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ❖ Estudiar la metodología clásica para el estudio de capacidad portante.
- ❖ Realizar un análisis de sensibilidad ejecutando simulaciones numéricas con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D de las diferentes variables involucradas en el cálculo de capacidad portante.

1. CAPACIDAD PORTANTE EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones superficiales pueden fallar por dos razones básicamente:

- ❖ Porque sobrepasen la resistencia del suelo del esfuerzo cortante, es decir que la carga que se le trasmite al suelo sea mayor que la que soporte el suelo por corte.
- ❖ Por asentamientos excesivos, los cuales están relacionados con el tipo de estructura y otras consideraciones.

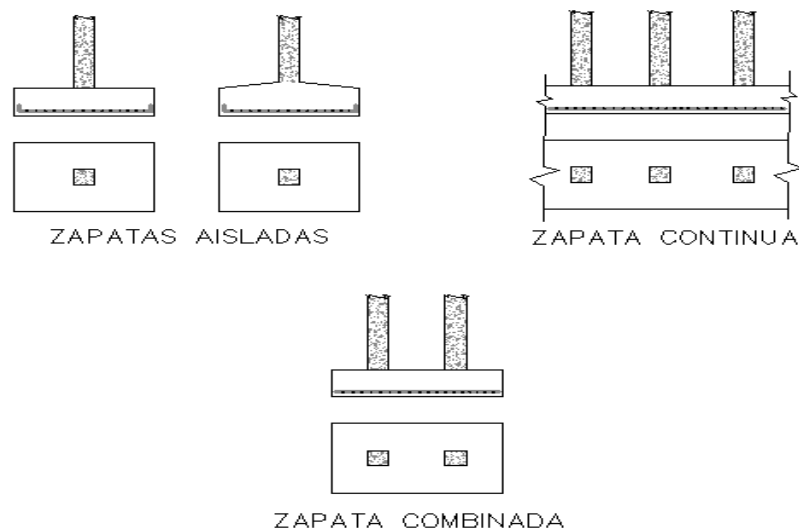
1.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y CONCEPTO DE CAPACIDAD PORTANTE

Una cimentación superficial es la subestructura encargada de transmitir la carga de una edificación al suelo, esta se considera superficial dependiendo de la relación entre el ancho y la profundidad de desplante del cimiento. En este documento se habla de zapatas, las cuales se consideran como las cimentaciones superficiales más utilizadas.

Una zapata es la ampliación de una columna o muro, cuya función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla. Existen varios tipos de zapata dependiendo del número de columnas o bien sea de los muros del que servirán de apoyo, básicamente se clasifican en zapatas aisladas, continuas y combinadas. Las zapatas aisladas son aquellas que se

construyen para columnas aisladas en terrenos de buena calidad, cuando la excentricidad de la carga de la columna es pequeña o moderada, las zapatas continuas se emplean normalmente para sostener muros de carga, en terrenos de resistencia baja, media o alta, y las zapatas combinadas se utilizan en los casos en que las columnas se apoyan excéntricamente sobre las zapatas o cuando se trata de una columna perimetral con grandes momentos flectores la presión del terreno puede ser insuficiente para prevenir el vuelco de la cimentación por lo que se unen o combinan la zapata de cimentación de esta columna con la más próxima, de tal manera que se pueda evitar el giro de la cimentación. En la siguiente figura se observan los tipos de zapatas descritos anteriormente.

Figura 1. Clasificación de zapatas: (a) Zapata aislada; (b) Zapata continua; (c) Zapata combinada.



Fuente. Autores del proyecto

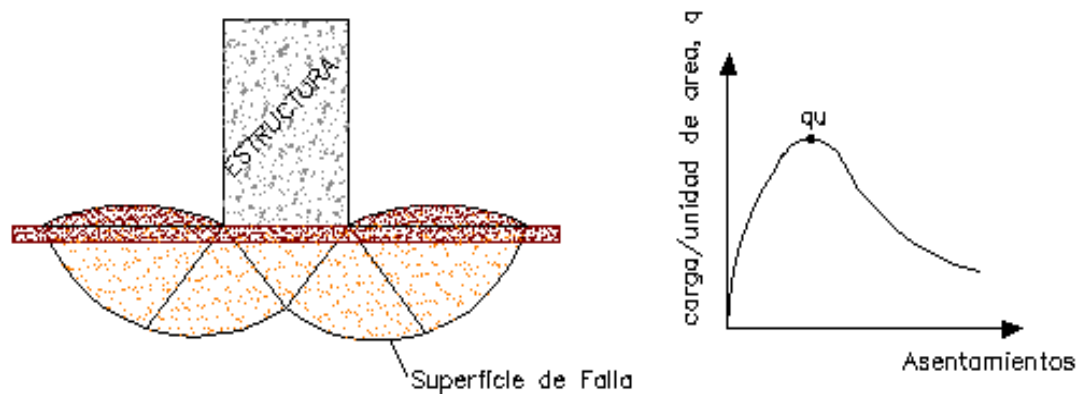
Para que las cimentaciones superficiales se comporten satisfactoriamente, los suelos deben ser capaces de soportar las cargas que le trasmite la superestructura y las presiones que esta genere, a lo que se le conoce como *capacidad portante*, de tal forma que no sufran asentamientos considerables y no

superen su resistencia al corte, la cual sería producto de falla. Según Vesic (1973) se distinguen tres tipos de falla bajo cimentaciones superficiales:

- a) Falla General por Corte
- b) Falla Local de Corte
- c) Falla de corte por Punzonamiento

La falla General por corte es repentina y súbita que se caracteriza por la presencia, dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continuo que se inicia generando debajo de la cimentación una cuña triangular, la cual comienza a transmitir la carga, ya sea hacia un lado o hacia el otro y que avanza hasta la superficie del terreno como se puede apreciar en la figura 2. En la gráfica del lado derecho de esta misma figura se representa el comportamiento del suelo a medida que se incrementa la carga por área unitaria, en donde se observa que los asentamientos son pequeños antes de alcanzar la carga última q_u y luego se incrementan considerablemente aunque disminuya la carga.

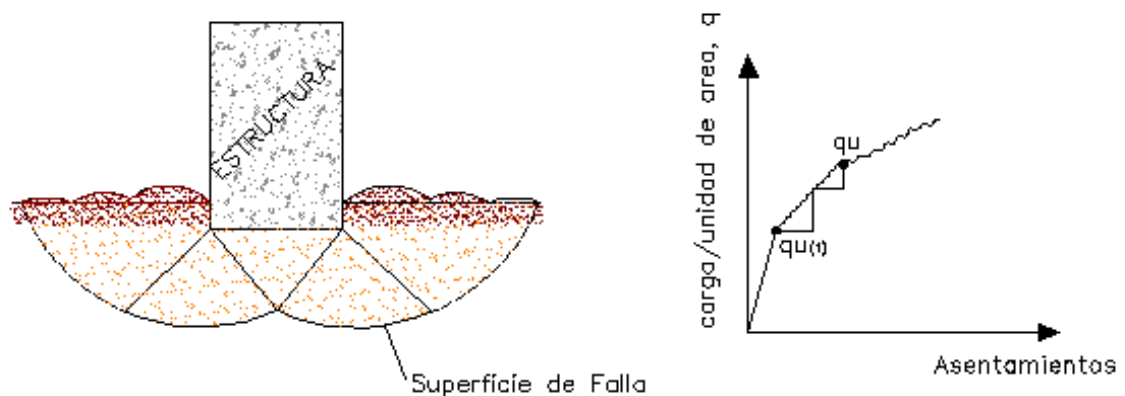
Figura 2. Falla general por corte



Fuente. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja Das (1999). Pág. 153

La falla Local de corte (Figura 3) representa una transición entre la falla general por corte y la falla por punzonamiento pues tiene características de ambas, en este tipo de falla al aumentar gradualmente la carga sobre la cimentación, el asentamiento incrementará en mayor magnitud que en la falla descrita anteriormente y la falla se extenderá gradualmente hacia afuera de la cimentación, aunque se requieren movimientos considerables para que la falla se prolongue hasta la superficie del terreno. Al llegar al punto $qu(1)$ denominado carga primera de falla (Vesic, 1963), se producirán sacudidas repentinas, pero la carga continuará incrementándose, hasta llegar a la carga ultima qu bajo la cual sucede este tipo de falla, y sobrepasado este valor, los asentamientos se incrementan considerablemente, de tal forma que la estructura deja de funcionar sin que necesariamente presente colapso total.

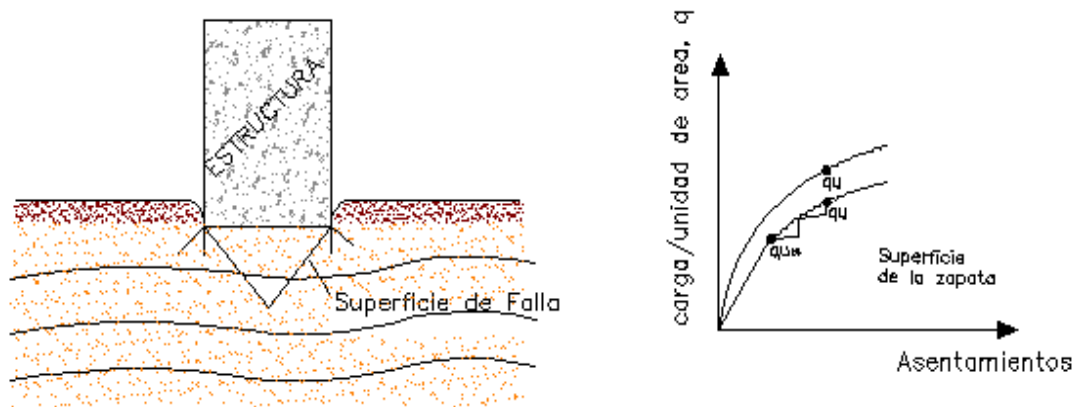
Figura 3. Falla local de corte



Fuente. Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999). Pág. 153

“La falla de corte por punzonamiento se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella”¹. Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como se observa en la figura 4. “Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica se inclinará y será prácticamente lineal”².

Figura 4. Falla de corte por punzonamiento



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones”. Braja Das (1999). Pág. 153

Aunque son claras las diferencias que hay entre los tres tipos de falla descritos anteriormente, no se conocen criterios numéricos que permitan predecir el tipo de rotura que se presentará. Según ensayos de laboratorio realizados por Vesic (1963) de capacidad de carga en arenas, se puede decir que el tipo de falla en arenas dependerá de la compacidad relativa, la cual se refiere al grado de acomodo de las partículas, a continuación se muestra en la gráfica 1 la relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan sobre arenas, en la que:

¹ CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: Limusa, 1979. Pág. 281

² DAS M, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson, 1999. Pág. 153.

Cr = Compacidad relativa de la arena

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación

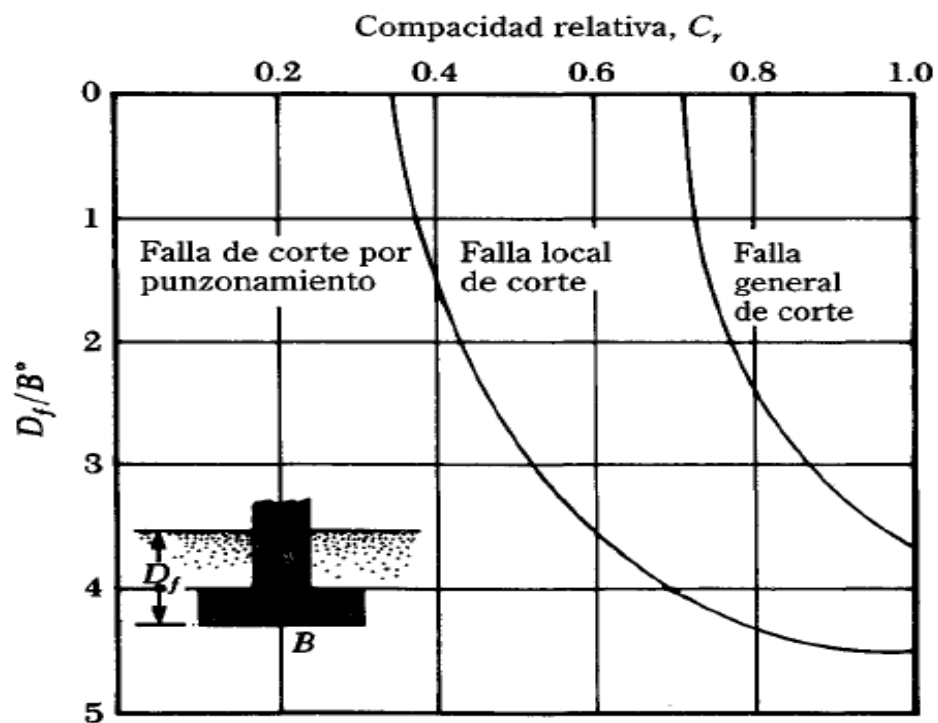
$$B^* = \frac{2BL}{B+L}$$

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

Para cimentaciones cuadradas $B=L$; para cimentaciones circulares $B=L=\text{diámetro}$ y en ambos casos L es siempre mayor que B .

Gráfica 1. Modos de Falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic, 1973)



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones". Braja Das (1999). Pág. 155

1.3 CRITERIO DE FALLA DE MOHR COULOMB

Este modelo matemático describe la rotura como una combinación entre esfuerzos normales y cortantes, en general, la teoría se aplica a los materiales para los que la resistencia a compresión es muy superior a la resistencia a tracción. La teoría explica que la falla de un material se produce para una combinación entre tensión normal y tensión tangencial. Debido a esto es de gran funcionalidad para representar el comportamiento del suelo.

Esta teoría se representa por una línea recta llamada envolvente de falla que muestra una condición de ruptura del suelo; los esfuerzos aplicados que estén por debajo de esta envolvente hacen que el suelo tenga un comportamiento elástico. Es imposible tener un estado de esfuerzos por encima de esta envolvente, debido a que después de que el círculo se intersecte con la envolvente, el suelo falla.

La relación de esa envolvente se expresa como:

$$\tau = \sigma \tan(\phi') + c' \quad (1.0)$$

Dónde:

τ es el esfuerzo cortante.

σ es el esfuerzo normal.

c' es la intersección de la línea de fallo con el eje de τ , llamada *cohesión*.

ϕ' es la pendiente del ángulo de la envolvente, también llamado el ángulo de rozamiento interno.

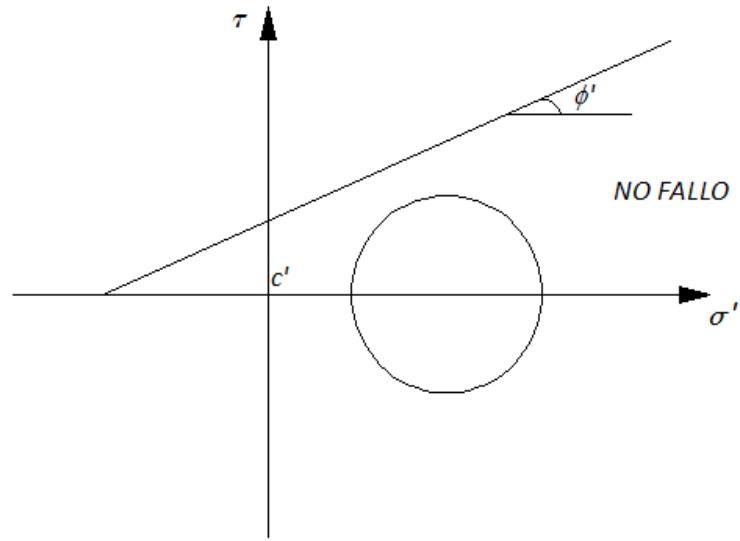
En 1925, Terzaghi observa diferencias con la experiencia y modifica la expresión 1.0 a:

$$\tau = \sigma' \tan(\phi') + c' \quad (1.1)$$

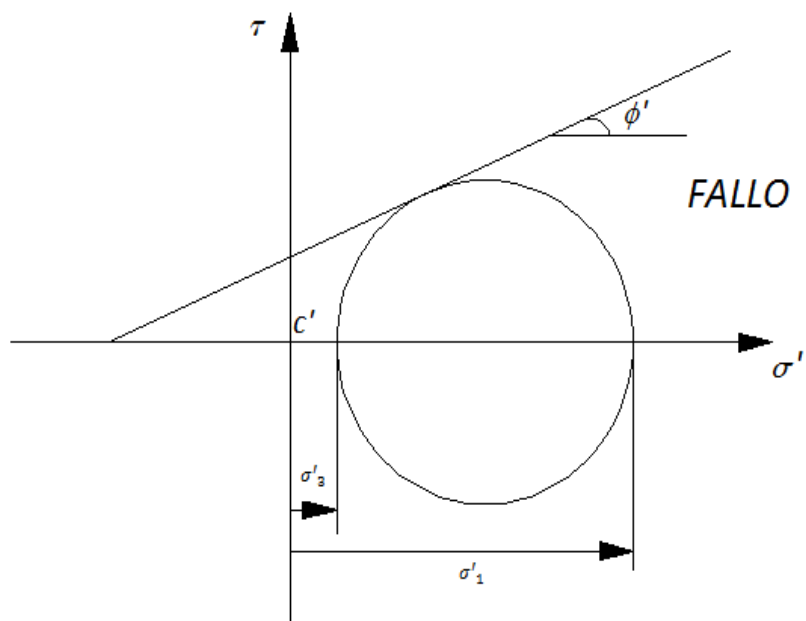
Dónde:

σ' es el esfuerzo efectivo normal.

Figura 5. Representación del círculo de Mohr Coulomb: (a) Material no presenta falla. (b) Material presenta falla.



(a)

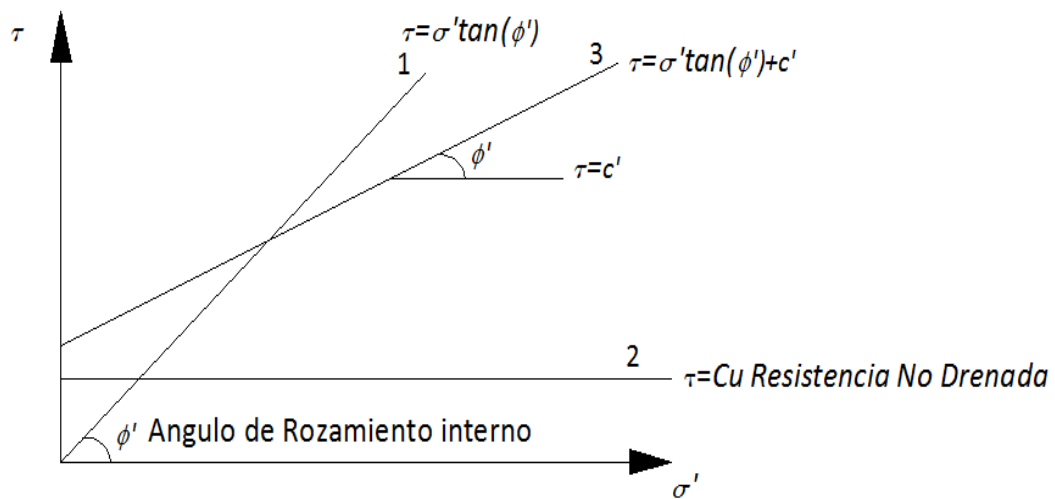


(b)

Fuente. Autores del proyecto.

Puesto que en algunos tipos de suelos su comportamiento es variable en el tiempo, se hablara de una resistencia “rápida” o “a corto plazo” y otra “lenta” o a “largo plazo”, con parámetros ϕ' y c' distintos.

Figura 6. Línea de resistencia intrínseca.



- 1 Suelos granulares y arcillas normalmente consolidadas en condiciones de drenaje (largo plazo).
- 2 Cualquier tipo de arcilla sin posibilidad de drenaje (corto plazo).
- 3 Arcillas sobre consolidadas en condiciones de drenaje (largo plazo) y suelos que contienen todo tipo de partículas.

Fuente. Autores del proyecto.

Por lo tanto, conocido el estado de tensiones en un punto del suelo y representado mediante el círculo de Mohr, se compara con la recta de resistencia intrínseca dando lugar a situaciones de “fallo” o no “fallo”

1.4 DETERMINACION DE CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS BAJO CIMENTACIONES SUPERFICIALES

1.4.1 Capacidad portante en suelos homogéneos

Son varios los estudios que se han realizado, que de una u otra forma contribuyeron para llegar a la ecuación general con la que actualmente se hacen los cálculos para conocer la capacidad de carga que tienen los suelos.

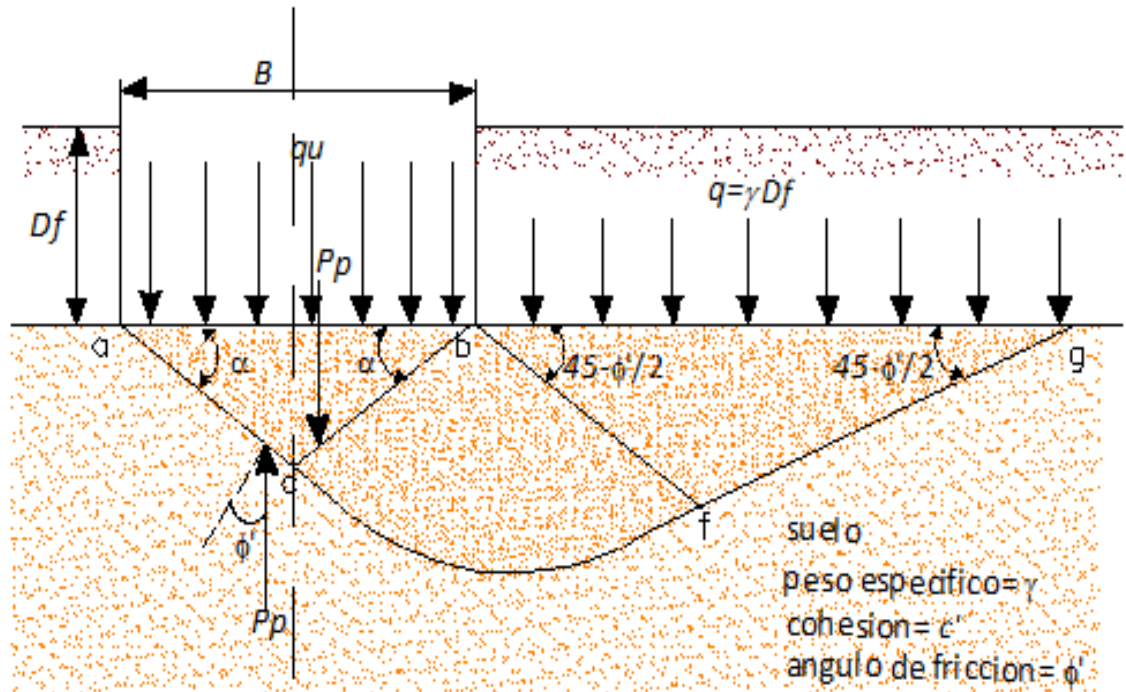
La primera propuesta para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones es la planteada por Prandtl³ (1921), pero años más tarde Karl Von Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para cimentaciones superficiales, “cuyas ecuaciones han demostrado ser lo suficientemente aproximadas para todos los casos en el campo de su aplicación práctica”⁴.

En el anexo A se presentan los procedimientos de cálculo necesarios para llegar a la ecuación de Terzaghi (1943) para determinar la capacidad de carga última de una cimentación corrida ($L \gg B$) en condiciones drenadas, que según se observa en la figura 7 propuesta por el mismo autor, es el caso de falla general por corte.

³ RICO RODRÍGUEZ, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas. México: Limusa, 2005. Pág. 20

⁴ CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: Limusa, 1979. Pág. 284

Figura 7. Análisis para un cimiento corrido



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999).

Para Cimentación Corrida
$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.2)$$

En donde: c' = Cohesión del suelo en KN/m^2

γ = Peso específico del suelo en KN/m^3

B = Ancho de la cimentación en m

$q = \gamma D_f$; D_f = Profundidad de desplante en m

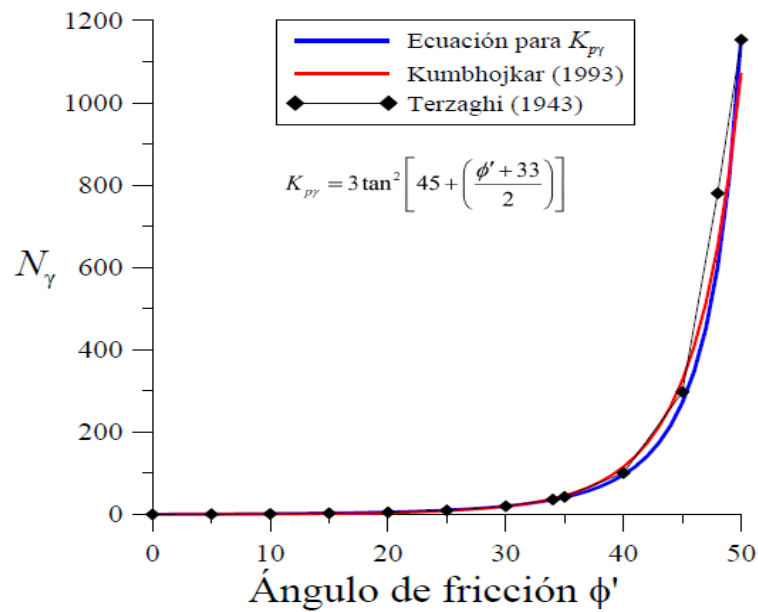
N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales.

Los factores de capacidad de carga dependen únicamente del ángulo de fricción φ' , y se pueden obtener con las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tan \varphi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)} \quad N_c = \cot \varphi' (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi'} - 1 \right) \tan \varphi' ; \quad K_{p\gamma} = \text{Coeficiente de empuje pasivo (Gráfica 2)}$$

Gráfica 2. Coeficiente de empuje Pasivo.



Fuente: Material de clase de fundaciones I UIS. Vladimir Merchán (2010)

En vista de que es fundamental tener en cuenta la forma del cimientto, Terzaghi modificó la ecuación 1.2, para estimar la carga última en cimentaciones cuadradas y circulares, obteniendo las siguientes ecuaciones empíricas:

Para cimiento cuadrado $B=L$ $q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$ (1.3)

Para cimiento circular $B=\text{Diámetro}$ $q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$ (1.4)

Para el caso en que las cimentaciones presenten falla local por corte o falla por punzonamiento, mediante un análisis similar al anterior, Terzaghi (1943) modificó las ecuaciones 1.2, 1.3 y 1.4, obteniendo como resultado las descritas a continuación:

Para cimiento corrido $L \gg B$ $q_{ult} = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma$ (1.5)

Para cimiento cuadrado $B=L$ $q_{ult} = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$ (1.6)

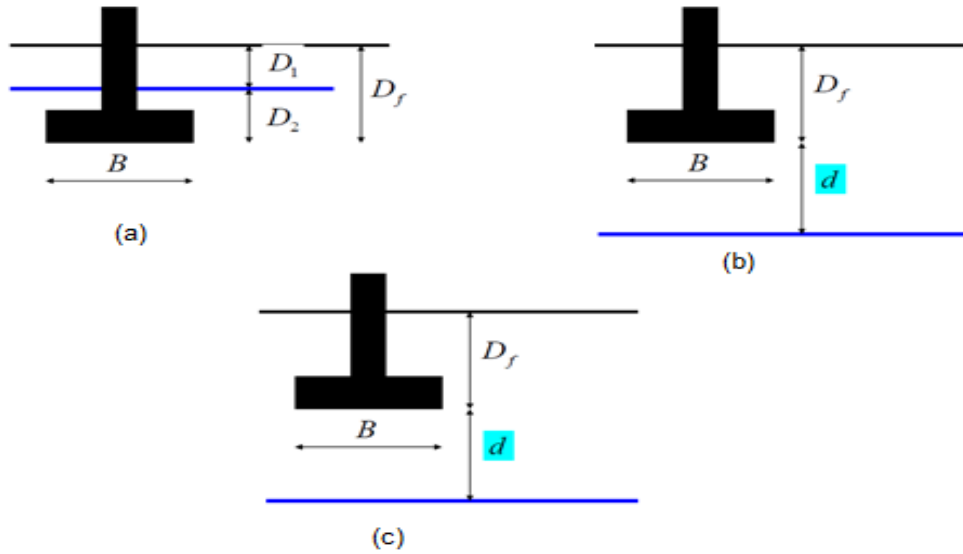
Para cimiento circular $B=\text{Diámetro}$ $q_{ult} = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$ (1.7)

N'_c , N'_q , N'_γ Son los factores de capacidad de carga modificados que se hallan reemplazando φ' por $\bar{\varphi}'$, en donde:

$$\bar{\varphi}' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \varphi' \right) \quad (1.8)$$

Debido a que las ecuaciones antes descritas se plantearon asumiendo que el nivel freático se encuentra debajo de la cimentación, fue necesario considerar otros casos más críticos de ubicación del nivel freático:

Figura 8. Efecto del Nivel freático: (a) Caso I; (b) Caso II; (c) Caso II.



Fuente: Material de clase de fundaciones I UIS. Vladimir Merchán (2010)

CASO I: Nivel Freático por encima de la profundidad de cimentación $0 \leq D_1 \leq D_f$

El factor de sobrecarga queda así: $q = \gamma D_1 + \gamma' D_2$ (1.9)

El factor γ en el último término cambia a: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (1.10)

CASO II: Nivel freático por debajo de la profundidad de cimentación y $d \leq B$

El factor de sobrecarga q sigue igual que en la ecuación 1.2, pero el factor γ en el último término cambia a:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (1.11)$$

CASO III: Nivel freático por debajo de la profundidad de cimentación y $d > B$

En este caso el agua no afectará la capacidad portante última.

Una mejora al cálculo de la capacidad de carga última fue la propuesta de Meyerhof (1963) quien sugirió incorporar nuevos factores empíricos basados en resultados experimentales, que tienen en cuenta el efecto que produce la forma del cimient, la profundidad y la inclinación de la carga, resultando la ecuación general de capacidad de carga última, ecuación 1.12.

$$q_{ult} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (1.12)$$

Por otra parte, Vesic (1973) llegó a la conclusión de que el ángulo de cuña es más cercano a $45 + \varphi'/2$ que a φ' como lo había propuesto inicialmente Terzaghi, por lo tanto los factores de capacidad de carga cambiaron a:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi'} \quad (1.13)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi'} \quad (1.14)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' \quad (1.15)$$

La ecuación 1.13 fue presentada por Reissner (1924), la relación para N_c fue originalmente obtenida por Prandtl (1921) y la ecuación para N_γ la propuso Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973).

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ son los Factores de forma, cuyas ecuaciones son aportadas por Beer (1970) y Hasen (1970):

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (1.16)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \varphi' \quad (1.17)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (1.18)$$

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ son los factores de profundidad, (Hasen 1970):

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (1.19)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D_f}{B} \quad (1.20)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (1.21)$$

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ son los factores de inclinación de la carga (Hanna y Meyerhof, 1981):

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o} \right)^2 \quad (1.22)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi^1} \right)^2 \quad (1.23)$$

β es la inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Dado a que faltaba tener en cuenta la compresibilidad del material de soporte, ya que es uno de los factores que define la forma del modo de falla, Vesic (1973) propone los siguientes factores de compresibilidad para tener en cuenta este aspecto, los cuales dependen del Índice de rigidez I_r y del índice de rigidez crítico $I_{r(cr)}$ que vienen expresados por la ecuación 1.24 y 1.25, respectivamente.

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \varphi'} \quad (1.24)$$

Dónde:

$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2} \right)$; es la presión efectiva de sobrecarga

$G = E / (2(1 + \nu))$ Módulo cortante del suelo

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \right] \right\} \quad (1.25)$$

Para $I_r \geq I_{r(cr)}$ los factores de compresibilidad equivalen a:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1.0 \quad (1.26)$$

Para $I_r < I_{r(cr)}$ los factores de compresibilidad quedan así:

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.40 + 0.60 \frac{B}{L} \right) \tan \varphi' + \left[\frac{(3.07 \sin \varphi') (\log 2I_r)}{1 + \sin \varphi'} \right] \right\} \quad (1.27)$$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \varphi'} \quad \text{Para } \varphi' > 0 \quad (1.28)$$

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r \quad \text{Para } \varphi' = 0 \quad (1.29)$$

Con la adición de los factores de compresibilidad, la ecuación 1.12 se remplaza por la siguiente expresión:

$$q_{ult} = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \quad (1.30)$$

Terzaghi, en vista de que la ecuación 1.2 la había propuesto para hallar la capacidad portante en condiciones drenadas, hace modificaciones en donde los factores de capacidad de carga quedan así:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0.0$$

De esta forma la ecuación 1.2 cambia a la siguiente expresión:

$$q_{ult} = 5.7 C_u + q \quad (1.31)$$

En donde C_u antes llamada c' es la resistencia al corte no drenado.

1.4.2 Capacidad portante en suelos estratificados

En las ecuaciones anteriormente descritas se asume que el suelo tiene un comportamiento homogéneo, es decir, que tanto el valor del ángulo de fricción, cohesión y peso específico tienen un valor constante en toda la capa de suelo que se analiza, sin embargo hay casos en que se presentan diversas situaciones tales como perfiles de suelos estratificados.

En un perfil estratificado se puede presentar:

1. *Estrato blando o suelto sobre estrato firme.* Para este caso Peck, Hanson y Thornburn⁵ puntualizan en decidir qué tipo de cimentación es la más adecuada, a partir de la capacidad de carga admisible del material superior considerando que se extiende a gran profundidad y estimando el asentamiento que se producirá por consolidación del estrato blando. Si la capacidad de carga admisible es demasiado pequeña y/o el valor del asentamiento es demasiado grande las zapatas no son un tipo apropiado de cimentación.

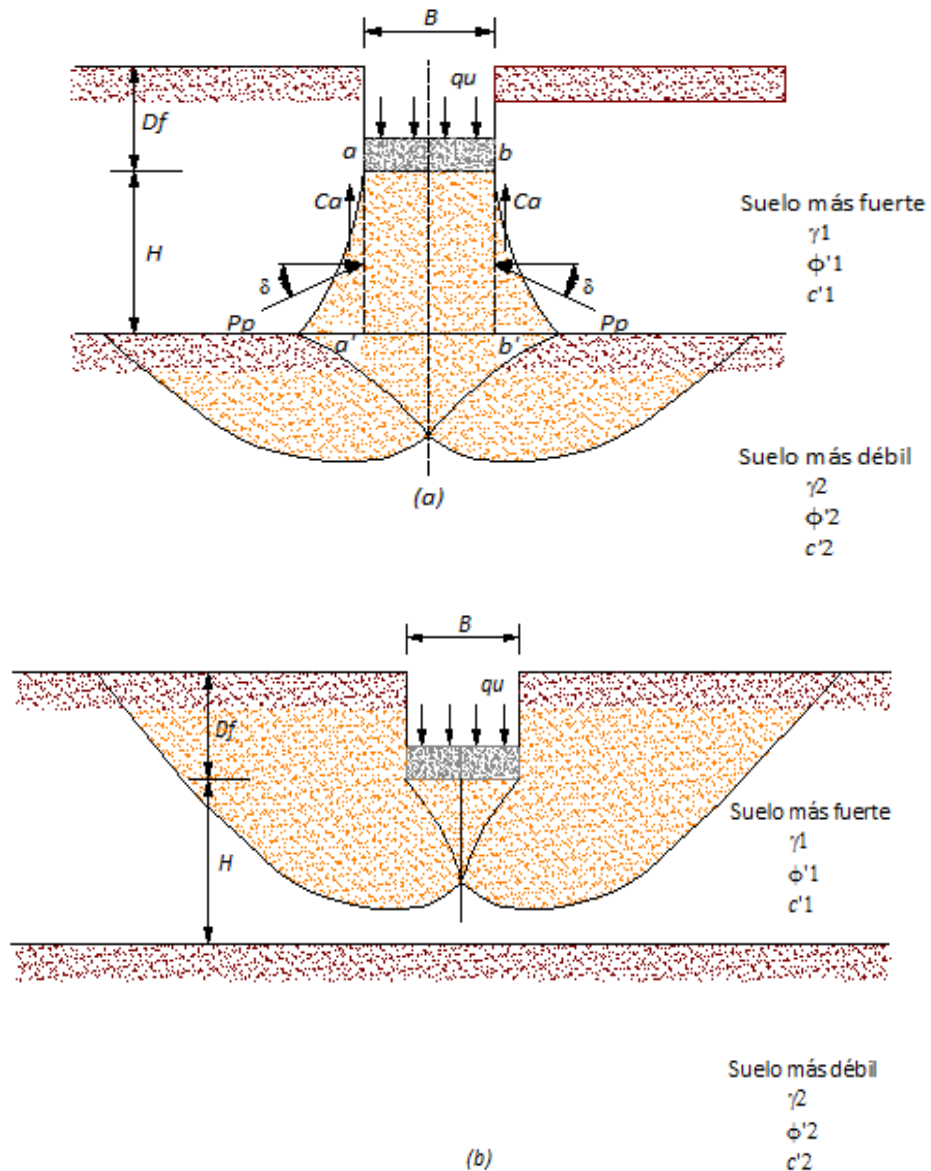
2. *Estrato compacto firme sobre depósitos blandos.* Aquí se analiza el tipo de falla que se puede presentar de acuerdo a que tan delgado es el depósito de suelo firme, debido a que si este es relativamente delgado las zapatas pueden ejercer suficiente presión, para hacer fallar al suelo blando subyacente, y si es lo suficientemente grueso como para evitar la falla por cortante, el asentamiento de la estructura debido a la consolidación del depósito blando puede sobrepasar los límites permitidos. Para este último caso Braja Das⁶ señala uno de los planteamientos sobre este tema propuesto por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974). La siguiente descripción de modo de falla, representa el caso de

⁵ PECK, HANSON y THORNBURN. Ingeniería de Cimentaciones. México: Limusa, 2000. Pág. 393-394

⁶ DAS M, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson, 1999. Pág. 187.

una cimentación superficial corrida con un estrato de suelo fuerte en la parte superior y débil en la inferior.

Figura 9. Capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado.



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999). Pág. 188

Bajo una carga última por área unitaria, q_u , la superficie de rotura del suelo se comportara de la siguiente forma; si la profundidad H es relativamente pequeña en comparación al ancho de la base (B) habrá una falla por punzonamiento en el estrato fuerte y falla por corte general en el estrato débil, esto lo representa la figura 9a. Y si sucede lo contrario, la profundidad H es relativamente grande con respecto al ancho de la base, el estrato de suelo que falle será únicamente el primero y este es por corte general, como lo muestra la figura 9b.

La capacidad de carga para el primer modo de falla, figura 9a, según Das (1999):

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \text{ sen } \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (1.32)$$

Dónde: B = ancho de la cimentación

$C_a = c_a * H$ = fuerza adhesiva

P_p = fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'

q_b = capacidad de carga del estrato inferior de suelo

δ = inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal.

La ecuación 1.32 puede simplificarse a la forma:

$$q_u = q_b + \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H$$

Donde K_{pH} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra.

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi'_1$$

K_s es el coeficiente de corte por punzonamiento y es función de q_2/q_1 y ϕ_1

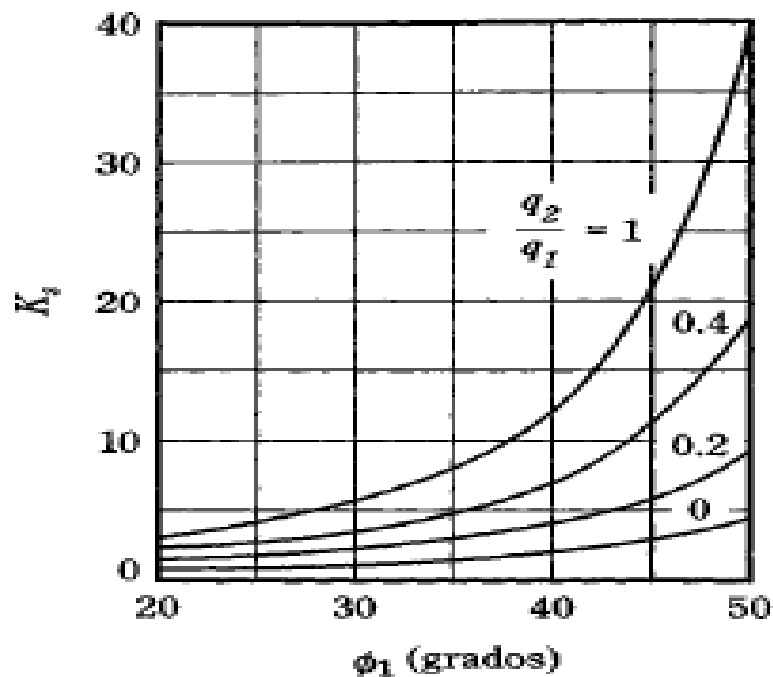
$$q_u = q_b + \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \quad (1.33)$$

q_1 y q_2 son las capacidades de carga última de una cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo superior e inferior, las cuales se expresan por las siguientes formulas:

$$q_1 = c'_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad \text{y} \quad q_2 = c'_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

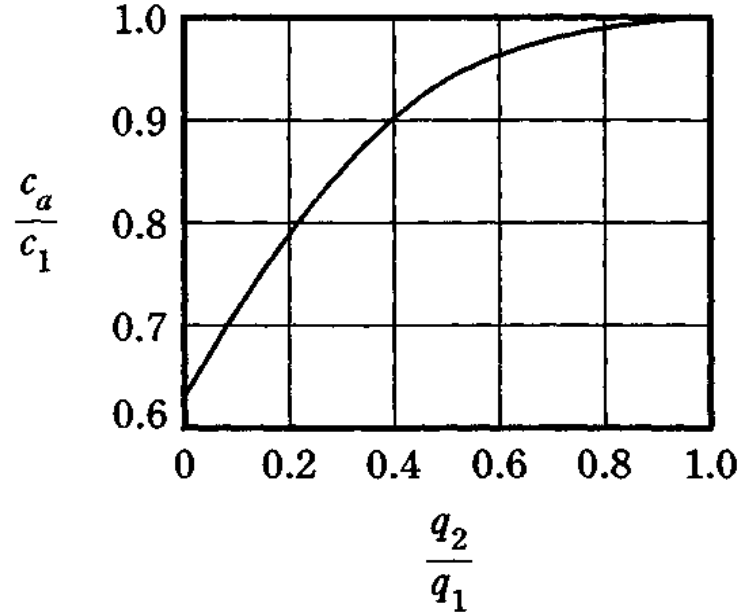
Es importante notar que para este caso q_2/q_1 debe ser menor que 1.

Gráfica 3. Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna.



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999). Pág. 190

Gráfica 4. Variación de c_a/c_1 Vs q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).



Fuente. Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999). Pág. 190.

Si el valor de la profundidad H es relativamente grande con respecto a la base de la cimentación, la falla se localizará únicamente en el primer estrato de suelo y será por corte general como lo describe a figura 9b y bajo las condiciones que esta representa. Para este caso, q_u , es:

$$q_u = q_t = c'_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)} \quad (1.34)$$

Combinándose ahora las ecuaciones 1.33 y 1.34

$$q_u = q_b + \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.35)$$

Para cimentaciones rectangulares la ecuación anterior puede ampliarse a la forma:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B} \right) - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.36)$$

Dónde:

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \quad (1.37)$$

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.38)$$

CASOS ESPECIALES

En este trabajo, los casos a estudiar son los descritos a continuación:

CASO A: El estrato superior es arena fuerte ($c'_1 = 0$) y el estrato inferior es arcilla blanda saturada ($\phi'_2 = 0$).

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_u + \gamma_1 (D_f + H)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

Por consiguiente,

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_u + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (1.39)$$

K_s se obtiene de la gráfica 3

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_u N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_u}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}}$$

CASO B: El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil ($c'_1 = 0$ $c'_2 = 0$).

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_u = \left[\gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \right] + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B}$$

$$-\gamma_1 H \leq q_t \quad (1.40)$$

Dónde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

K_s se obtiene de la gráfica 3

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}}$$

CASO C: El estrato superior es arcilla saturada más fuerte ($\phi'_1 = 0$) y el estrato inferior es arcilla saturada blanda ($\phi'_2 = 0$).

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_{u(2)} + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (1.41)$$

Dónde:

$$q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_{u(1)} + \gamma_1 D_f$$

C_a , se obtiene de la gráfica 4.

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14 c_{u(2)}}{5.14 c_{u(1)}} = \frac{c_{u(2)}}{c_{u(1)}}$$

Existen otros autores, como por ejemplo, para este último caso especial, Alfonso Rico Rodríguez⁷ menciona las teorías propuestas por Button (1953), Reddy y Srinivasan (1967) quienes proponen una superficie de falla circular para dos estratos de arcilla puramente cohesivos en condición no drenada y de cohesión C_1 y C_2 . Estos autores proponen ecuaciones y se basan en gráficas para obtener el valor de la capacidad de carga última de estos suelos.

⁷ RODRIGUEZ RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilio. La ingeniería de suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopista. México: Limusa, 2005, Pág. 35-37

2. MANEJO DE SOFTWARE UTILIZADO

2.1 INTRODUCCIÓN

Plaxis 2D⁸ es un programa computacional basado en el método de los elementos finitos bidimensionales. Es un software geotécnico muy útil que permite realizar análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Este programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

El método de elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés) anexo B, es un método numérico muy utilizado en problemas de ingeniería y física, ya que permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a problemas muy complejos, cuya solución es imposible de obtener con métodos tradicionales, y llegar a soluciones numéricas aproximadas. El FEM ha sufrido grandes avances gracias a la tecnología informática, pues han surgido programas que realizan cálculos con este método, uno de ellos es el software utilizado en este proyecto (PLAXIS 2D).

2.2 EJERCICIO RESUELTO

Este ejercicio descrito a continuación, ilustra el procedimiento a seguir de los casos a tratar en este trabajo. Básicamente se va a prestar atención en las tres fases de cálculo que maneja el software: Introducción de datos y pre-procesador, cálculos y post-procesos de los resultados. Se pretende analizar el valor de carga por unidad de área en la cual se produce el colapso, según el programa de

⁸ R.B.J. Brinkgreve. Manual de Plaxis 2D. Países Bajos: Plaxis bv, 2004

elementos finitos Plaxis 2D (versión 1.0 2010), para ello se simula una zapata corrida de $B=2\text{m}$ sobre un suelo homogéneo arenoso saturado. Para comenzar el ejercicio se introduce el valor de carga última obtenida de las ecuaciones clásicas de la mecánica de suelos, este valor es 210 kN/m^2 , posteriormente se varia hasta que el suelo comience a entrar en un estado de falla.

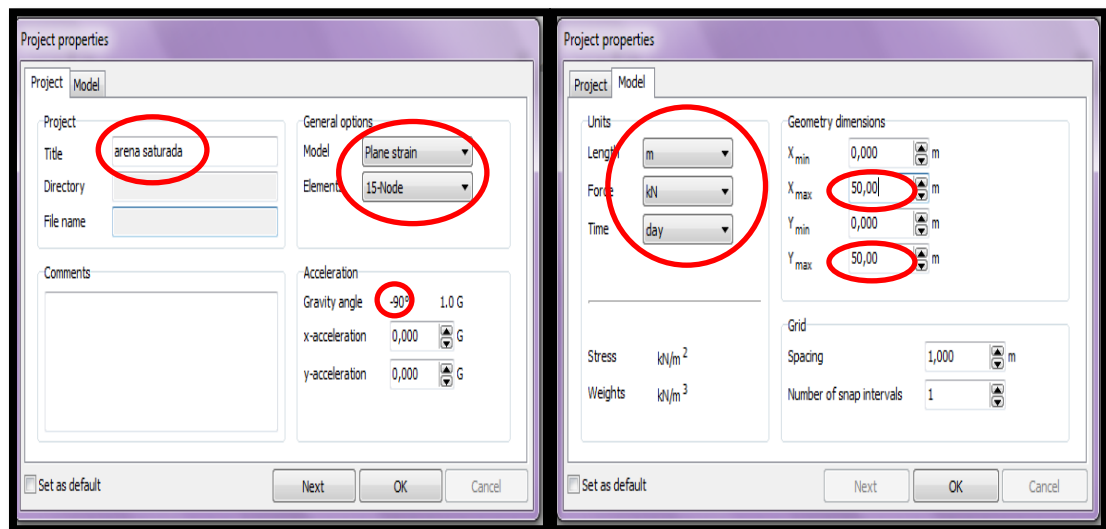
2.2.1 Introducción de datos y pre-procesador



❖ Geometría de entrada

El primer paso en cualquier análisis es establecer los parámetros básicos del modelo de elementos finitos. Esto se hace en la ventana de propiedades de proyecto (*Project properties*), la cual aparece automáticamente al escoger un nuevo modelo. Esta ventana incluye la descripción del problema, el tipo de análisis, los elementos de tipo básico, las unidades básicas y el tamaño del área de dibujo.

Figura 10. Ventana de configuración general (*Project properties*).



❖ Geometría del contorno



Una vez que los ajustes generales se han completado, se comienza a dibujar la geometría con la línea geométrica (*Geometry line*) de la segunda barra de herramientas. Al seleccionar este icono, se introducen las coordenadas escribiéndolas en la línea de instrucciones, lo cual se hace de la siguiente forma: coordenada x espacio coordenada y.

Coordenadas de la geometría a interés: (0 0), (14 0), (14 15), (0 15), (0 0).

❖ Condiciones de contorno



Para evitar la situación en la que los desplazamientos de la geometría no están determinados, algunos puntos de la geometría deben tener desplazamiento prescrito. La forma más simple de un desplazamiento prescrito es una fijeza (desplazamiento cero), pero no nulo. Para crear las condiciones de contorno, se selecciona la opción fijaciones estándar (*standard fixities*), y Plaxis las impone automáticamente al modelo geométrico ($U_x = 0$; $U_y = \text{libre}$).

❖ Aplicación de carga



Para aplicar la carga se hace clic en el botón de carga distribuida (*distributed load*) de la barra de herramientas, posteriormente se introduce las coordenadas donde se va a ubicar ((6 15), (8 15); luego haciendo doble clic sobre el contorno que comparten la geometría del suelo y la carga, aparece una ventana en donde se elige el elemento de carga y se cambia su valor.

Figura 11. Ventana de introducción de cargas.

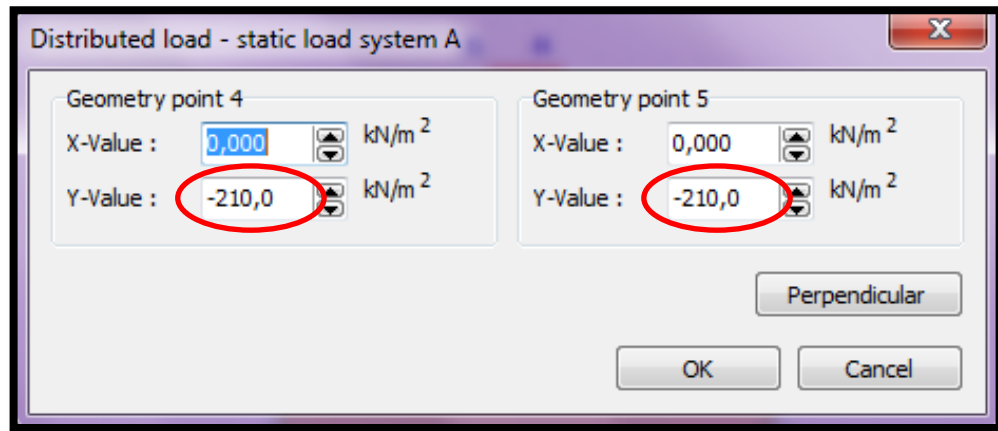
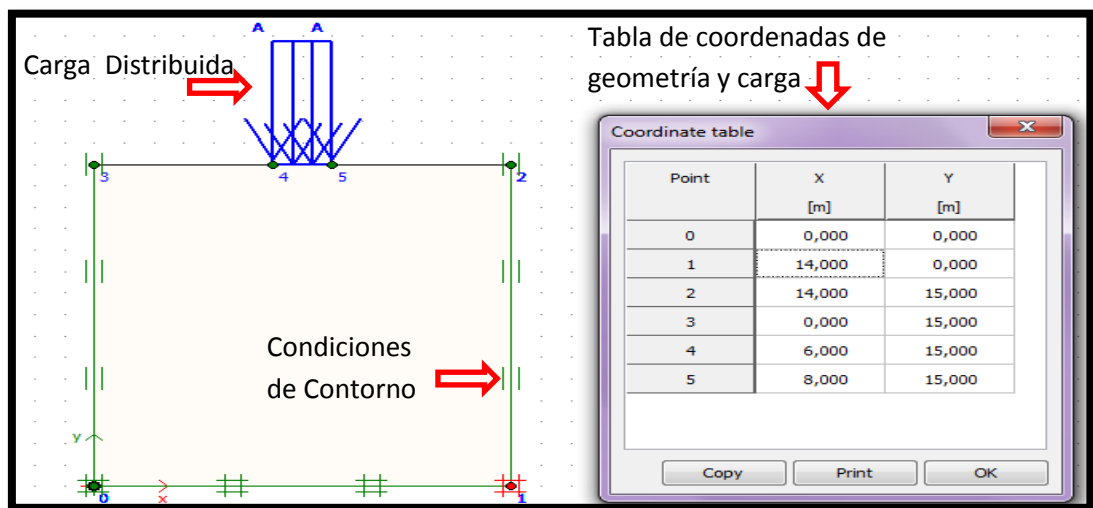


Figura 12. Modelo geométrico



❖ Propiedades del material



Para crear un material, en este caso una capa de arena, se hace clic en el botón de la barra de herramientas (*materials*). La ventana de materiales aparece.

Se crea un nuevo material en el botón Nuevo (*new*) en la parte inferior de la ventana de conjuntos de materiales (*material sets*), un nuevo cuadro de diálogo

aparecerá con cinco pestañas: *general*, *parameters*, *flow parameters*, *las interfaces* e *initial*.

- ✓ En la pestaña *general*, se escribe el nombre que se le va a dar al material "arena saturada" en el cuadro de identificación.
- ✓ El modelo de material por defecto (Mohr - Coulomb) se utilizara para todas la modelaciones que se hagan y el tipo de drenaje (drenado) es válido para este ejemplo.
- ✓ Se introducen los valores descritos en la tabla 1 de acuerdo a las propiedades del material.

Tabla 1. Parámetros de resistencia.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento de los materiales	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters			
Módulo de Young (constante)	E'	30E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constate)	C' _{ref}	1.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 13. Ventana de propiedades del suelo, pestañas (*General* y *Parameters*)

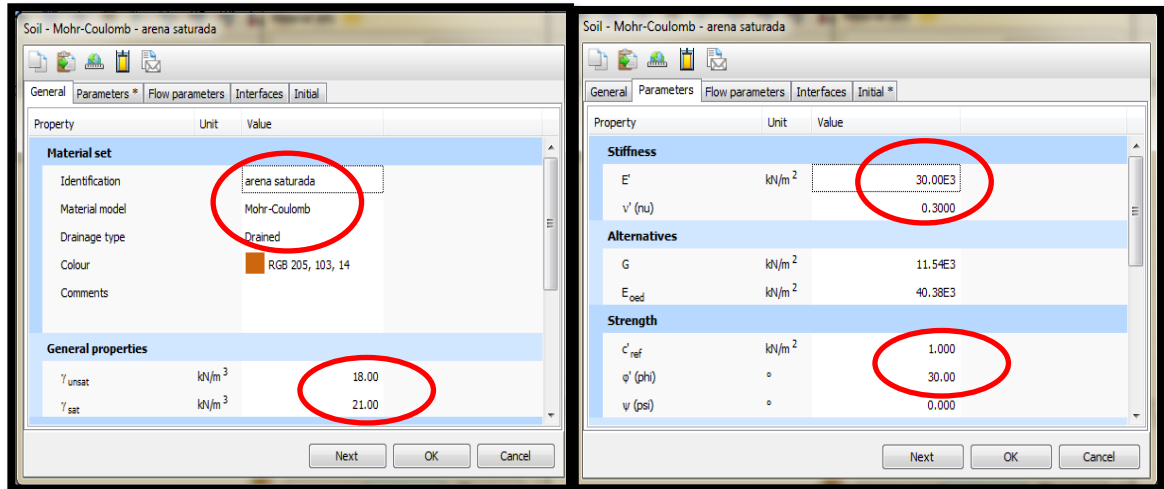
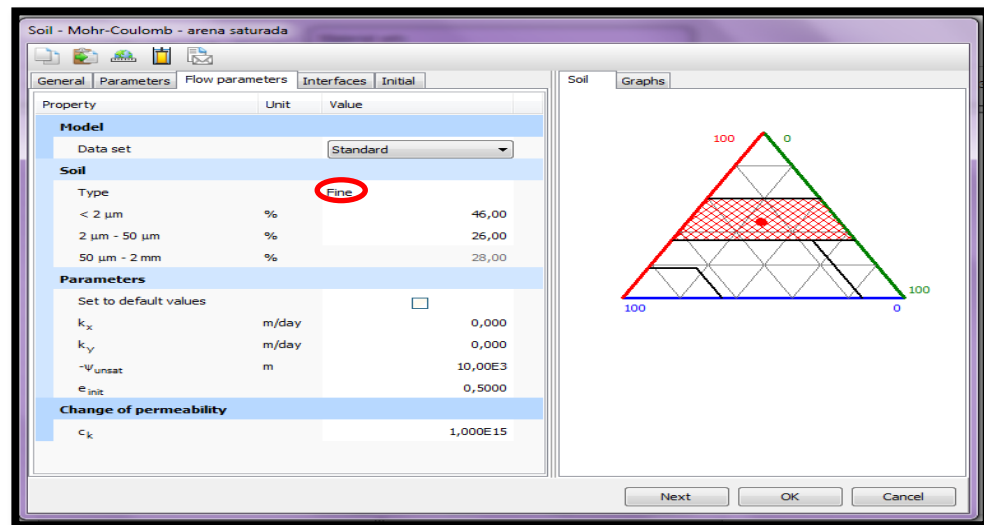


Figura 14. Ventana de propiedades del suelo, pestaña (*Flow parameters*)



- ✓ Para los casos a modelar, la geometría no incluye las interfaces (*Interfaccas*) y las condiciones iniciales (*Initial*) por defecto son válidas, las pestañas restantes pueden ser omitidas.
- ✓ Por último se arrastra el conjunto de datos "arena saturada" de la ventana de materiales a la geometría.

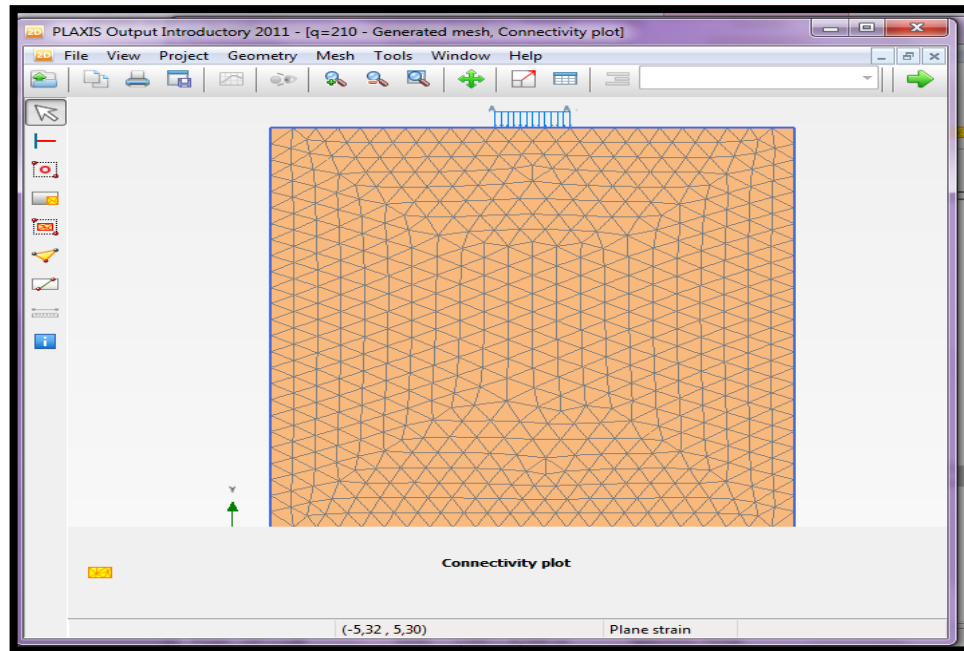
❖ Generación de la malla

Una vez el modelo geométrico está definido y las propiedades de los materiales han sido asignadas, la geometría ha de ser dividida en elementos finitos con el fin de llevar a cabo los siguientes cálculos. En las simulaciones a realizar se utilizará uno de los tipos básicos de elementos de una malla, el cual es el elemento triangular de 15 nodos, que proporciona resultados de alta calidad.

Con el fin de generar la malla, se siguen estos pasos:

- ✓ En el menú de malla (*mesh*), se selecciona la opción de grado de refinamiento global (*Global Coarseness*). la ventana de configuración de generación de mallas aparece.
- ✓ Para esta y todas las simulaciones de suelos homogéneos por hacer se generará la malla del menú desplegable de la distribución de elementos la opción de malla muy fina (*very fine*). Esto se hace con el fin de que los resultados obtenidos en los cálculos sean muchos más precisos. Para los casos de suelos estratificados, a pesar de que se utiliza de igual forma la malla muy fina se hace un refinamiento global; hay que aclarar que para los casos de suelos homogéneos que se haga o no se haga el refinamiento global no afecta el valor de los resultados obtenidos mientras que para suelos estratificados sí, por esto y para mejores resultados en los casos de suelos estratificados se hace el refinamiento global (*Refine global*)

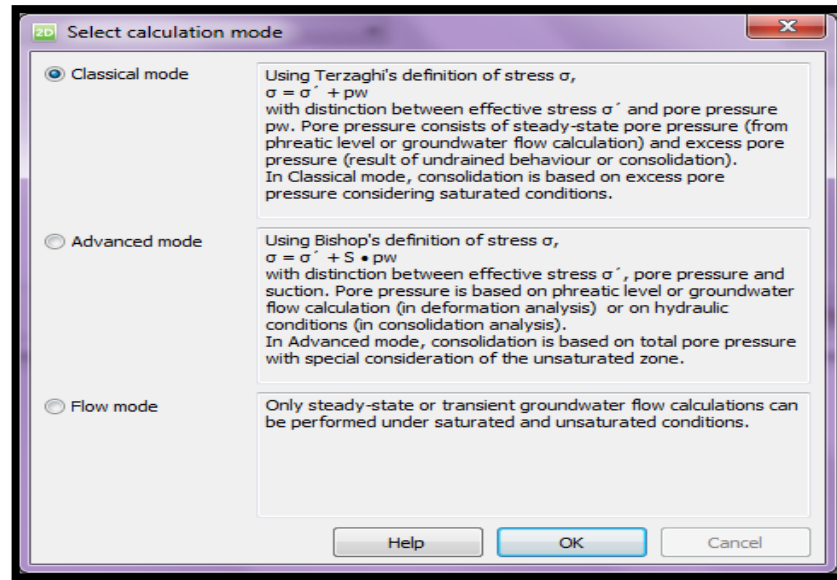
Figura 15. Ventana de generación de malla.



2.2.2 Cálculos 2D

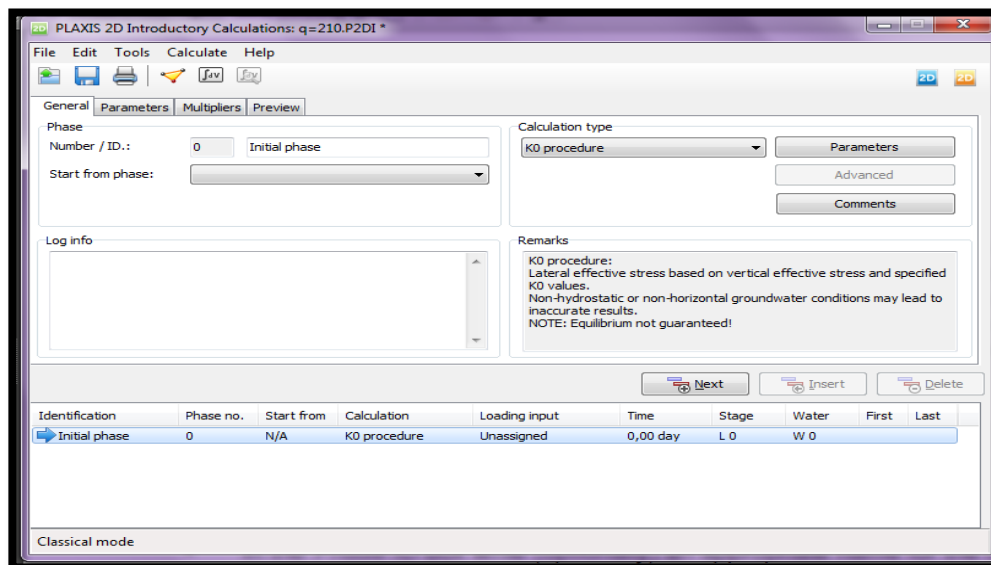
- ✓ Después de hacer clic en la ficha de cálculo (*Calcúlate*) Calculations y almacenar los datos de entrada, el programa de entrada se cierra y el programa de cálculo se inicia. El programa de cálculo se puede utilizar para definir y ejecutar las fases de cálculo. También puede ser utilizado para seleccionar la fase calculada.
- ✓ En la ventana de selección de modo de cálculo se muestra por defecto el modo clásico, que es el que se utilizara en todos los cálculos de las simulaciones a realizar.

Figura 16. Ventana selección del modo de cálculo.



La ventana de cálculo consta de menú, una barra de herramientas, un conjunto de pestañas y una lista de las fases de cálculo, como se indica en la siguiente figura:

Figura 17. Ventana cálculo.



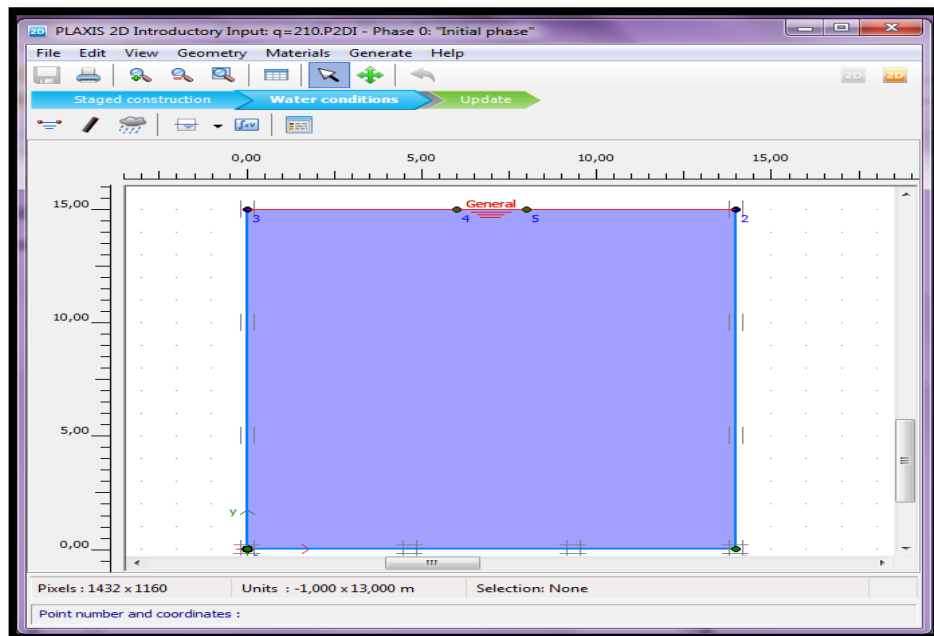
Las Pestañas (*General*, *Parameters* y *Multipliers*) se utilizan para definir una fase de cálculo, está, en este caso se utiliza para modelar una fase de carga. Las pestañas de vista previa (*Preview*) se puede utilizar para mostrar el estado real de la geometría.

❖ Fase inicial: Las condiciones iniciales

En general, esta fase comprende las condiciones iniciales de aguas subterráneas, la configuración de geometría inicial y el estado inicial de tensión efectiva. La capa de arena en este ejemplo está saturada, por lo que hay necesidad de entrar a definir la posición del nivel freático.

En el botón definir (*define*) de la pestaña parámetros (*Parameters*) se define las condiciones de agua subterráneas del proyecto. En este ejercicio se simula una condición de suelo saturado ubicando el nivel freático en el nivel cero del suelo.

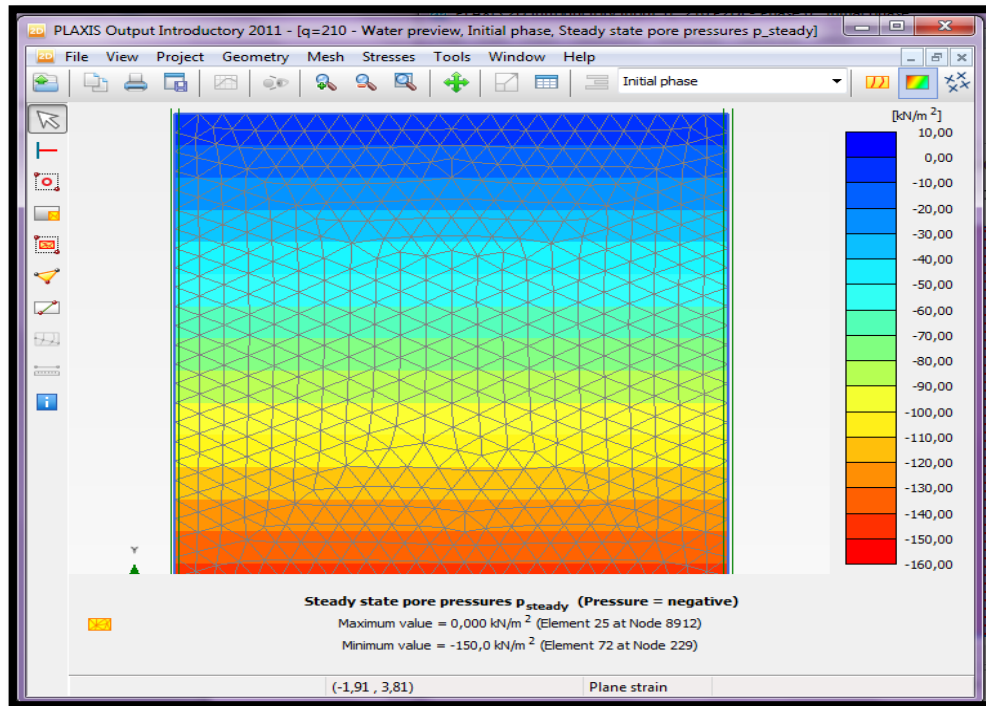
Figura 18. Creación del nivel freático.





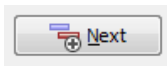
Luego se genera la presión de agua para que el programa calcule los esfuerzos efectivos.

Figura 19. Ventana generación de presión de agua.



❖ Fase 1: Fase de aplicación de la carga

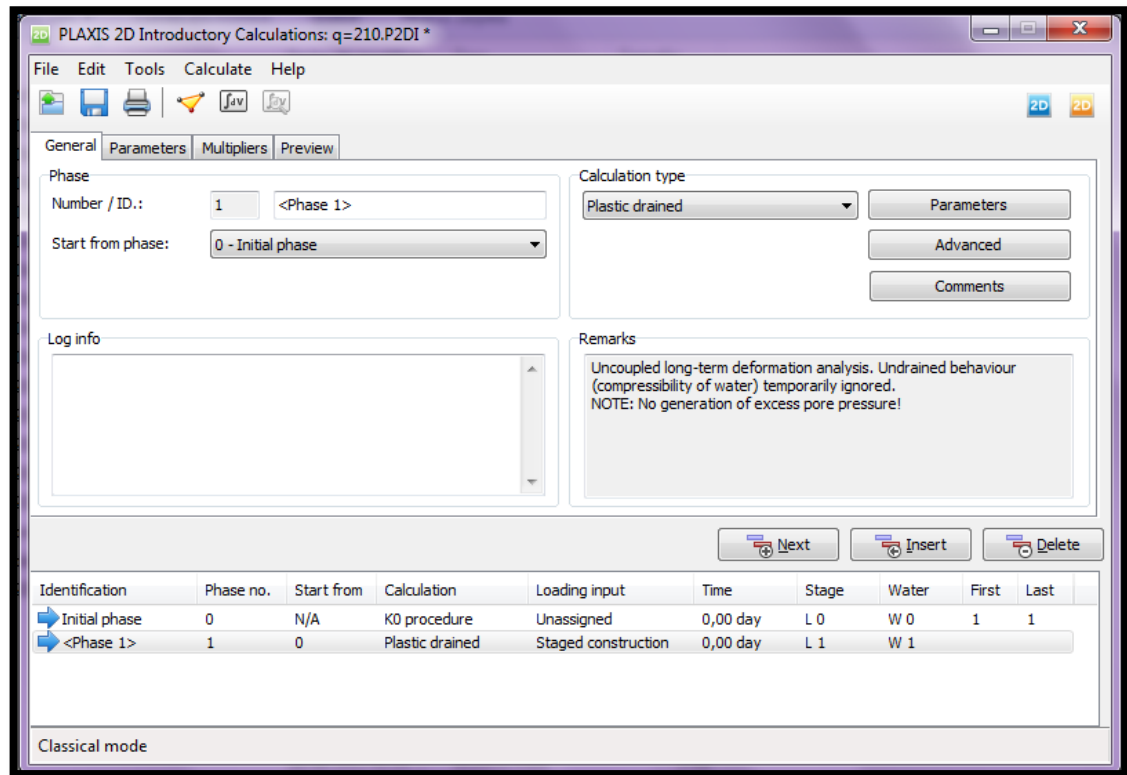
A fin de simular el comportamiento del suelo ante la aplicación de la carga, en este análisis se requiere un cálculo plástico drenado. Con el fin de definir la fase de cálculo, se siguen estos pasos:



Se hace clic en el botón *Next* para añadir una nueva fase, tras la fase inicial.

En la pestaña general, el tipo de cálculo por defecto es plástico, del menú desplegable se asigna plástico drenado.

Figura 20. Ventana de cálculo, pestaña (Calculation type)



En el botón definir (*define*) de la pestaña parámetros (*Parameters*) se va a la ventana de introducción, en el modo de construcción por etapas se enciende el valor de la carga haciendo clic sobre ella. Se genera la presión del agua del mismo modo que en la fase inicial.



Después de realizar los pasos anteriores, se procede a correr el programa.

Se hace el procedimiento anteriormente descrito las veces que sea necesario, hasta encontrar el valor de carga con el que el suelo comienza a fallar; estos valores de falla cambian según los parámetros de resistencia que se propongan.

2.2.3 Post-procesos de los resultados



Luego de obtener el valor de carga en el que el suelo comienza a fallar haciendo clic el botón vista de resultados de calculo (*view calculation results*) , se puede visualizar el tipo de falla que se da mediante la representación de los puntos plasticos de Mohr Coulomb e incremento de esfuerzos desviadores, y otros datos a interes, como desplazamiento total ($|U|$), desplazamiento en sentido vertical (U_y).

3. ANÁLISIS COMPARATIVO

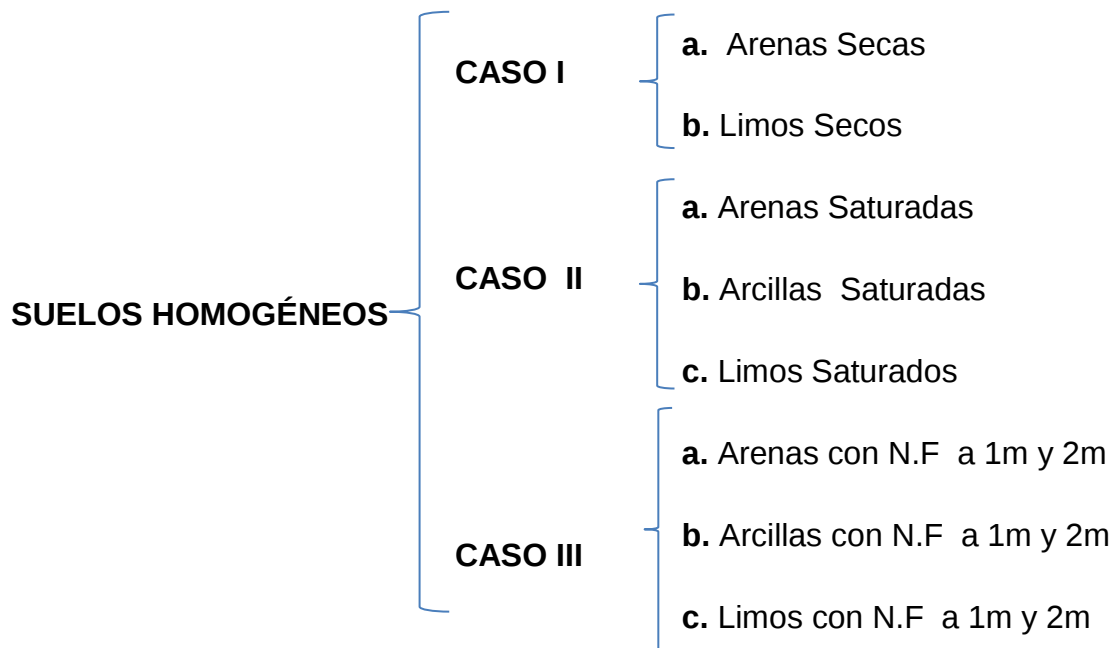
3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se presentan los resultados de simulaciones en Plaxis y los obtenidos de teorías clásicas para diferentes casos de suelos homogéneos y estratificados en condiciones secas, parcialmente saturadas y saturadas, además, puesto que en algunos tipos de suelo su comportamiento es variable en el tiempo, se hablará de una resistencia 'rápida' o 'a corto plazo' y otra 'lenta' o 'a largo plazo', con parámetros ϕ' y C' distintos, con el fin de tener suficientes resultados que sustenten el objetivo general de este trabajo, el cual es el análisis comparativo de capacidad portante en cimentaciones superficiales, específicamente zapatas corridas ($B/L = 0$).

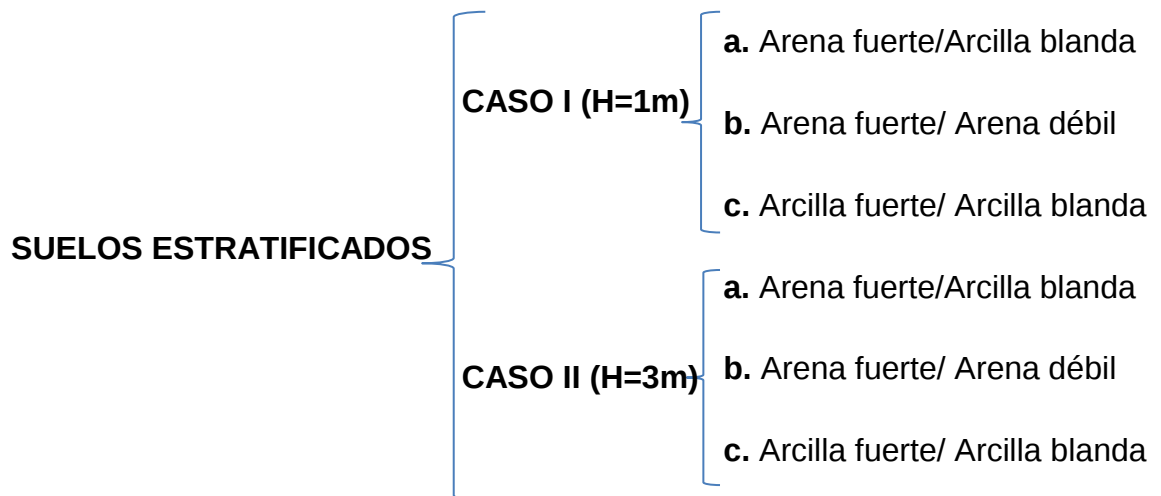
A continuación se realizara una descripción de los casos de estudio, así como el análisis de los valores obtenidos de las diferentes teorías clásicas y usadas actualmente, como de los obtenidos por Plaxis 2D. Adicionalmente se estudia la influencia de las dimensiones del medio analizado sobre los resultados obtenidos.

3.2 CASOS DE ESTUDIO

Los problemas de estudio se resolvieron con la metodología clásica y descrita...en el capítulo 1... y por el programa de elementos finitos Plaxis 2D, tanto para suelos homogéneos como para suelos estratificados.

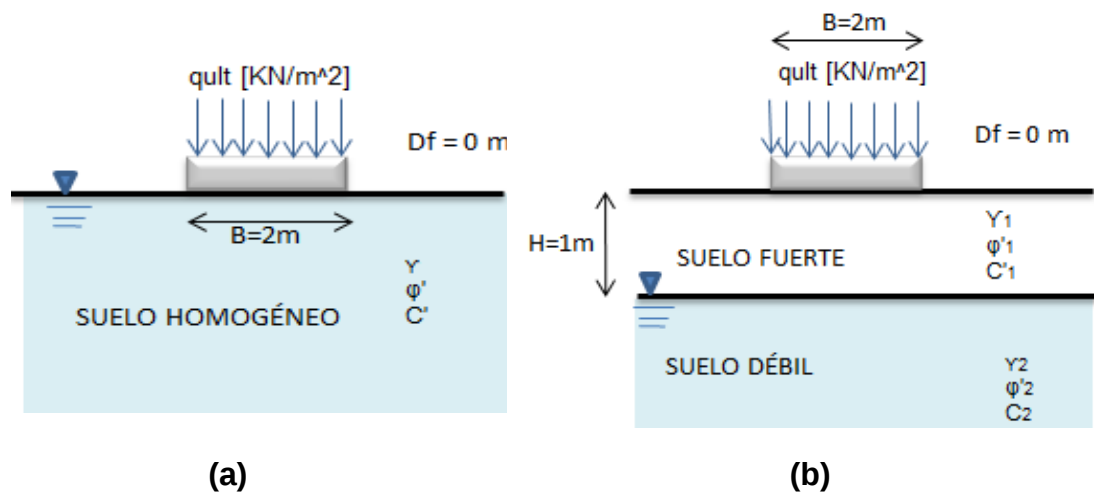


Todos los casos anteriores de analizaran en condiciones drenadas, excepto el caso II (b) “Arcillas Saturadas”, que se analizara en condiciones no drenadas.



En suelos estratificados, los casos I (a) y II (a), se analizara la capa de suelo superior en condiciones drenadas y la capa de suelo inferior en condición no drenada, para los casos I (c) y II (c) se analizaran las dos capas en condiciones no drenadas y los casos restantes en condiciones drenadas.

Figura 21. (a) Caso II-a de Suelos Homogéneos. (b) Caso I-a de Suelos Estratificados.



3.3 INFLUENCIA DE LAS DIMENSIONES DEL MEDIO ANALIZADO

Las ecuaciones de capacidad portante para suelos homogéneos, descritas ...en el capítulo 1... no dependen de las dimensiones del medio, en el cual interactúa la cimentación, pero al hacer un análisis con diferentes profundidades del medio en Plaxis 2D, se puede decir que existe una gran influencia en estas variaciones de la geometría del suelo en sentido vertical mientras que en el sentido horizontal no hay ningún tipo de efecto desde que este ancho sea suficiente para que la superficie de falla se desarrolle. Debido a esto, resulta importante conocer la línea de tendencia que se produce en esta situación.

A continuación, se hace el análisis para diferentes profundidades en arena seca sin variar parámetros $\left[\varphi' = 20^\circ, E = 30 \text{ MPa}, C' = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right]$, con el fin de conocer su comportamiento.

➤ ARENA SECA

Datos de entrada		
γ_n	18	KN/m ³
Df	0	m
B	2	m
ν	0.3	
c'	0	KN/m ²

Figura 22. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio con diferentes dimensiones verticales (sin escala).

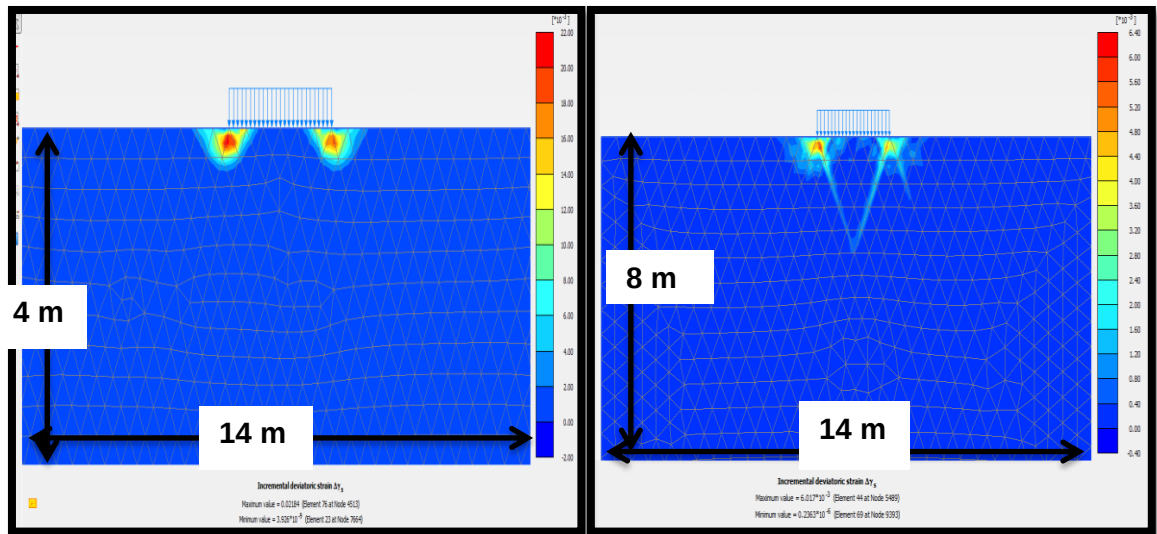


Figura 22. (Continuación)

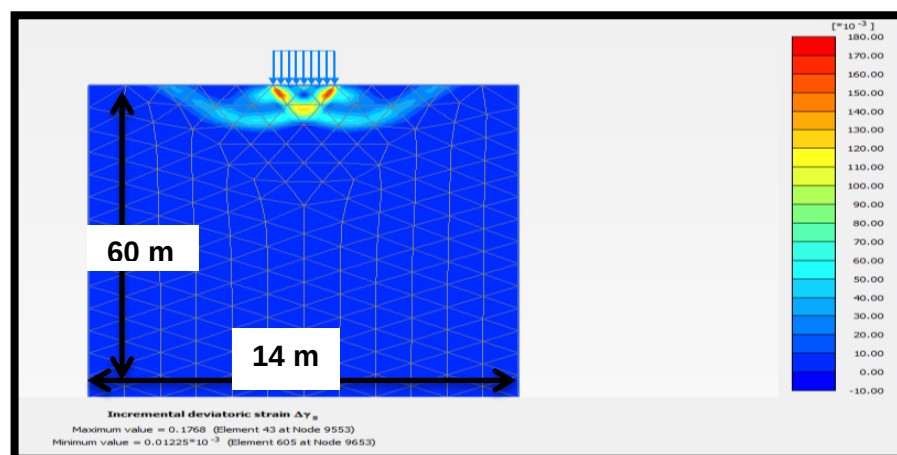
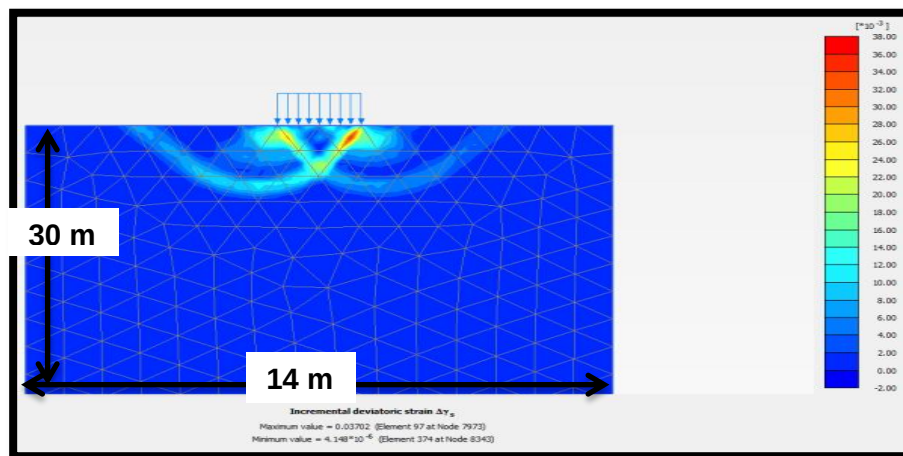
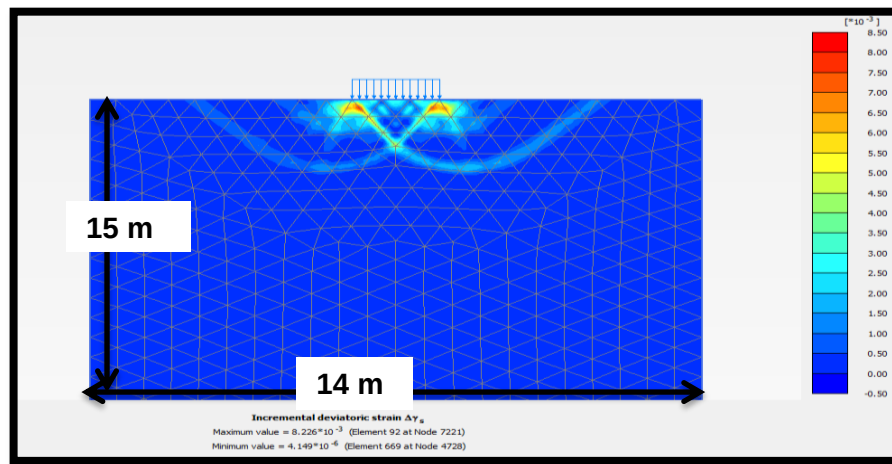


Tabla 2. Resultados del análisis de variación de dimensiones del medio analizado.

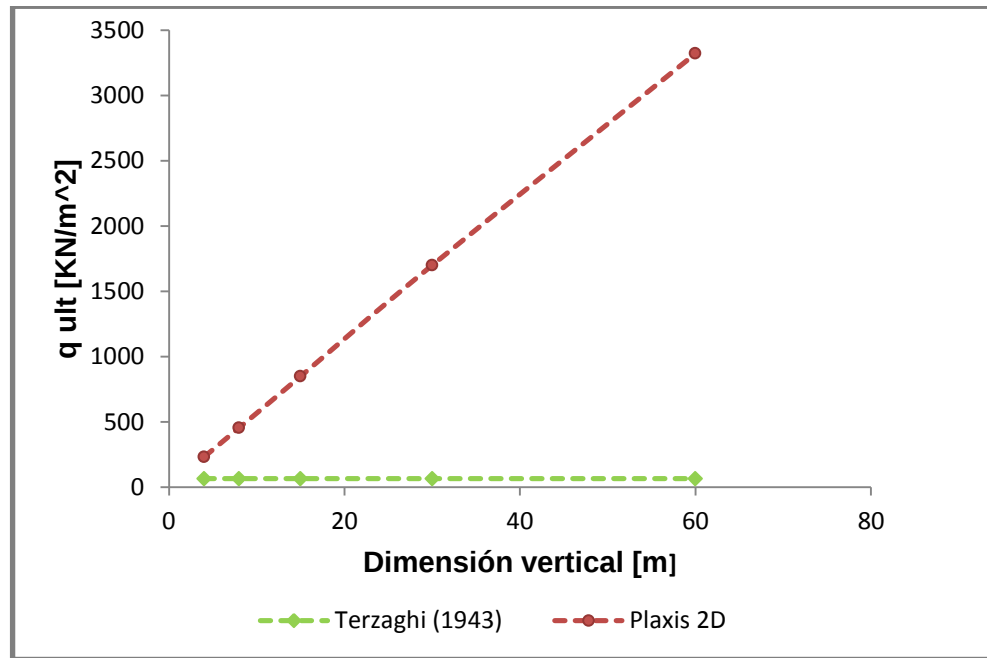
DIMENSIONES DEL MEDIO		qult [KN/m ²]	
DIMENSIÓN HORIZONTAL [m]	DIMENSIÓN VERTICAL [m]	Terzaghi	Plaxis 2D
14	4	65.52	232
	8	65.52	455
	15	65.52	849
	30	65.52	1700
	60	65.52	3320

En la tabla 2, se puede observar que los resultados arrojados por Plaxis 2D, están condicionados tanto al número de elementos como a las dimensiones del medio analizado. Esto se debe a que en elementos finitos todo está conectado entre sí, existiendo una mayor distribución de esfuerzos si se tiene un medio continuo más grande, por lo tanto el material va a ser más resistente.

Se observa que la forma de la superficie de rotura depende de la dimensión vertical del medio analizado. Lo anterior puede suceder debido a inconvenientes con la estabilidad global del programa.

Según la gráfica 5, se observa que al aumentar la dimensión vertical del medio analizado, la capacidad de carga última aumenta proporcionalmente. Por lo tanto, las simulaciones a realizar en este trabajo, se harán con un medio de 14mX15m, excepto para el caso I(a) de suelos homogéneos en donde también se trabajara con un medio de 14mX4m con el fin de evaluar la influencia de este fenómeno en el comportamiento de los valores de capacidad de carga obtenidos por Plaxis.

Gráfica 5. Dimensión vertical del medio Vs carga última.



3.4 RESULTADOS

3.4.1 Suelos homogéneos (S.H)

Para todos los casos de suelos homogéneos, se utilizaron las ecuaciones de la tabla 3, ya sea en el análisis a corto plazo - condición no drenada (caso II b) o análisis a largo plazo - condición drenada (demás casos).

En principio, para determinar el modo de falla que se presentaba en cada caso y poder aplicar la ecuaciones clásica correcta, se introdujo el factor de corrección de rigidez planteado por Vesic (1973), el cual dio siempre un índice de rigidez mayor al índice de rigidez crítico indicando falla general, sin embargo como se observara en el estudio comparativo, esto no siempre ocurre en Plaxis.

También es importante mencionar que los valores de capacidad de carga en las metodologías planteadas por Meyerhof y Vesic para suelos homogéneos en condición drenada son iguales debido a que la adición de factores de compresibilidad en la ecuación general que se obtienen de hacer el cálculo con los índices de rigidez del suelo, no tienen influencia cuando el modo de falla que se presenta es general, pues toman el valor de uno. Adicionalmente se le atribuye esta situación a la profundidad de desplante, D_f , igual a cero, debido a que en este trabajo no se pretende estudiar la sobrecarga que le produce el suelo a la cimentación.

Tabla 3. Ecuaciones convencionales usadas para el cálculo de q_{ult} en suelos homogéneos (S.H).

Teoría Clásica	Ecuación Utilizada para hallar q_{ult}	CONDICIÓN
Terzaghi (1943)	ecuación 1.2	DRENADA
Meyerhof (1963)	ecuación 1.12	
Vesic (1973)	ecuación 1.30	
Terzaghi	ecuación 1.31	NO DRENADA

❖ CASO I

En este caso, se hacen simulaciones solo en arenas y limos, puesto que las arcillas por lo general siempre están saturadas.

Los valores exactos de capacidad de carga última obtenidos por el programa y las teorías clásicas, se encuentran en el anexo C de este documento.

(a) Arenas Secas

Medio de 14mX4m

Como se puede observar en la figura 23, la superficie de rotura no está definida muy probablemente por el efecto geométrico previamente mencionado.

Figura 23. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos para un medio de 14mx4m, caso I (a), S.H.

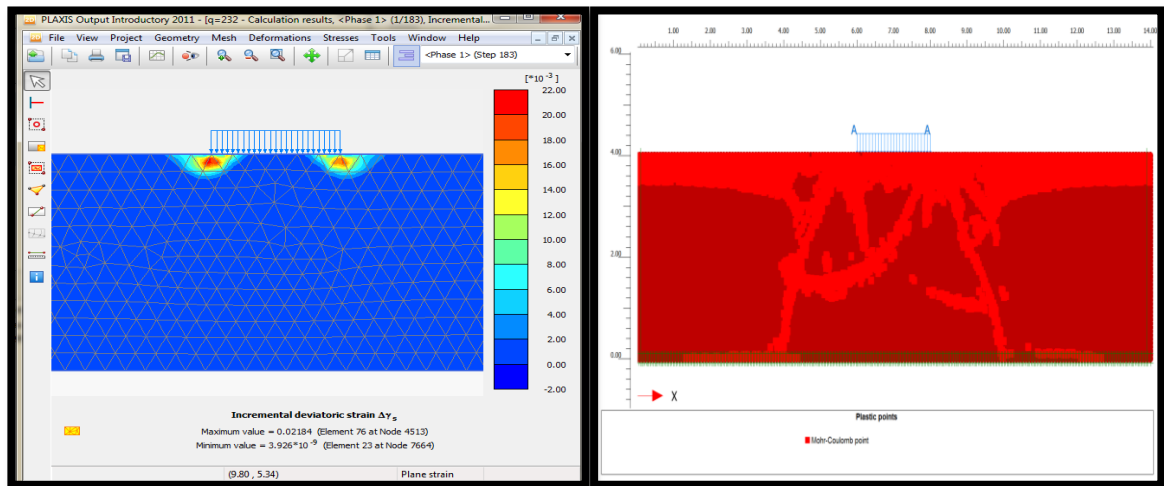
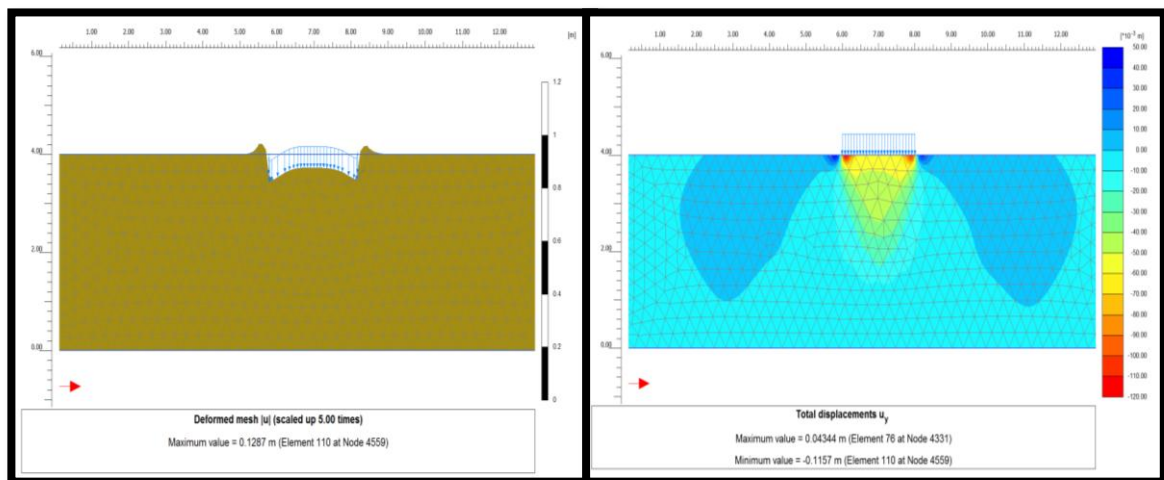
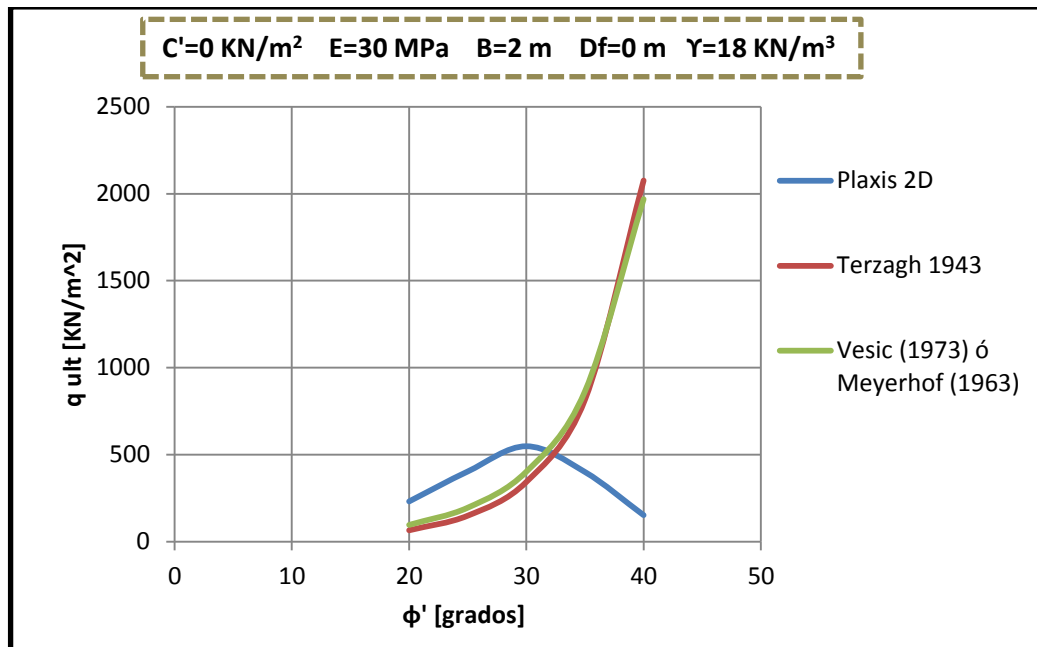


Figura 24. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a) para un medio de 14mx4m, S.H.



En la gráfica siguiente se observa que para valores de $\phi' < 31^\circ$ aproximadamente, la tendencia de las tres curvas es similar y de forma creciente, pero para valores de Plaxis con $\phi' > 31$, la curva toma forma decreciente, lo cual indica que la capacidad portante del suelo arrojada por Plaxis se vuelve más conservadora que la halla por las teorías clásicas.

Gráfica 6. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos con un medio de 14mx4m, caso I (a), S.H.



Medio de 14mX15m

Se realizó una simulación de comprobación con un medio de 14x15m, con el fin de realizar un estudio detallado de la influencia de las dimensiones del medio.

Como se observa en la figura 25 bajo los mismos parámetros del suelo, la superficie de rotura está bien definida y se identifica como falla general.

Figura 25. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos para un medio de 14mx15m, caso I (a), S.H.

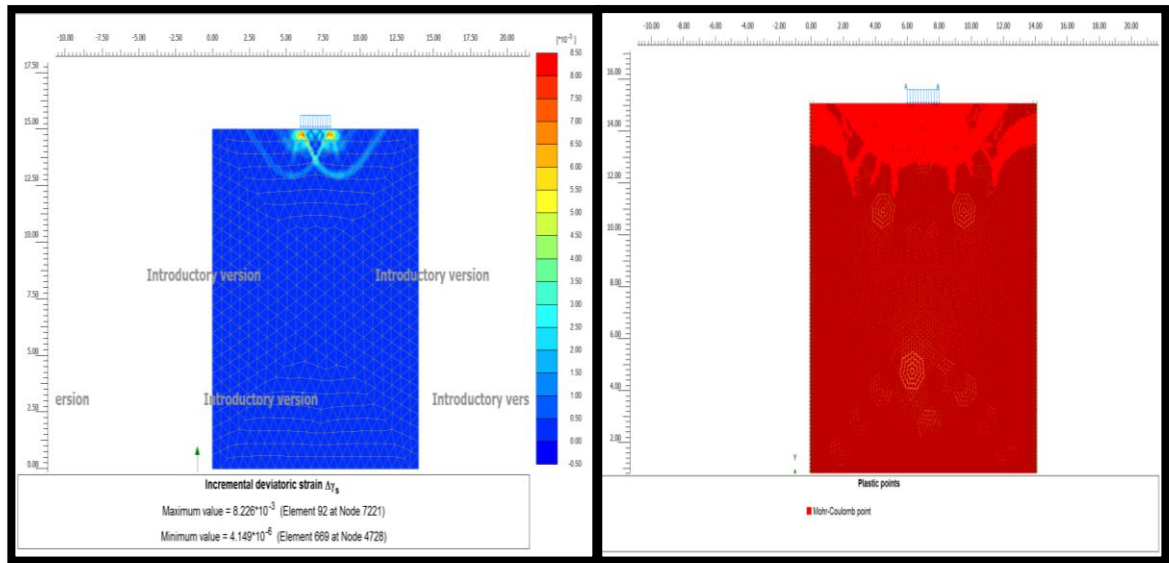
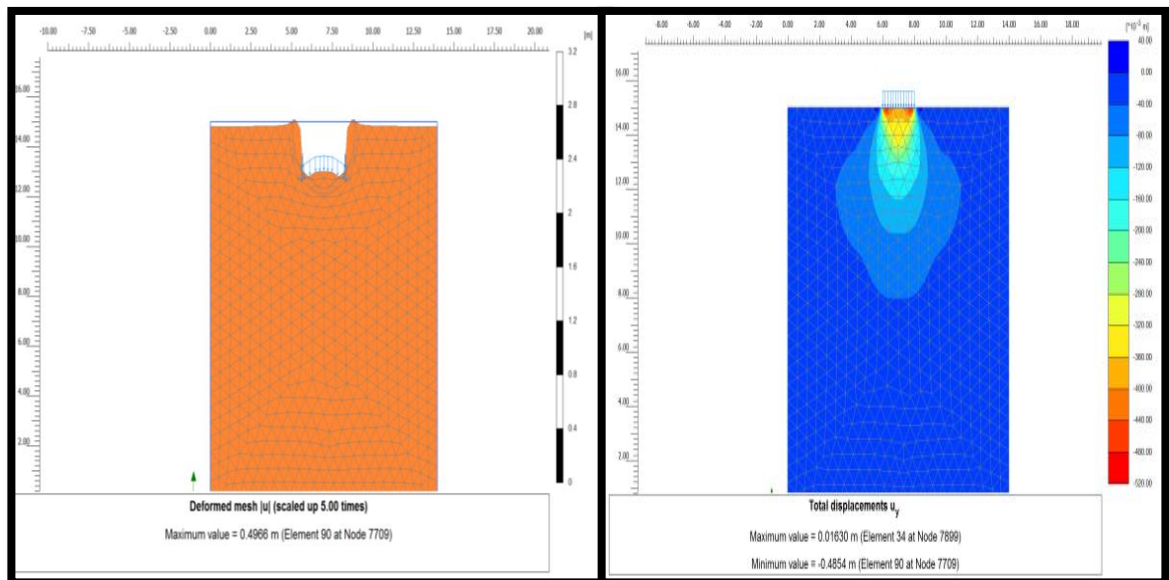
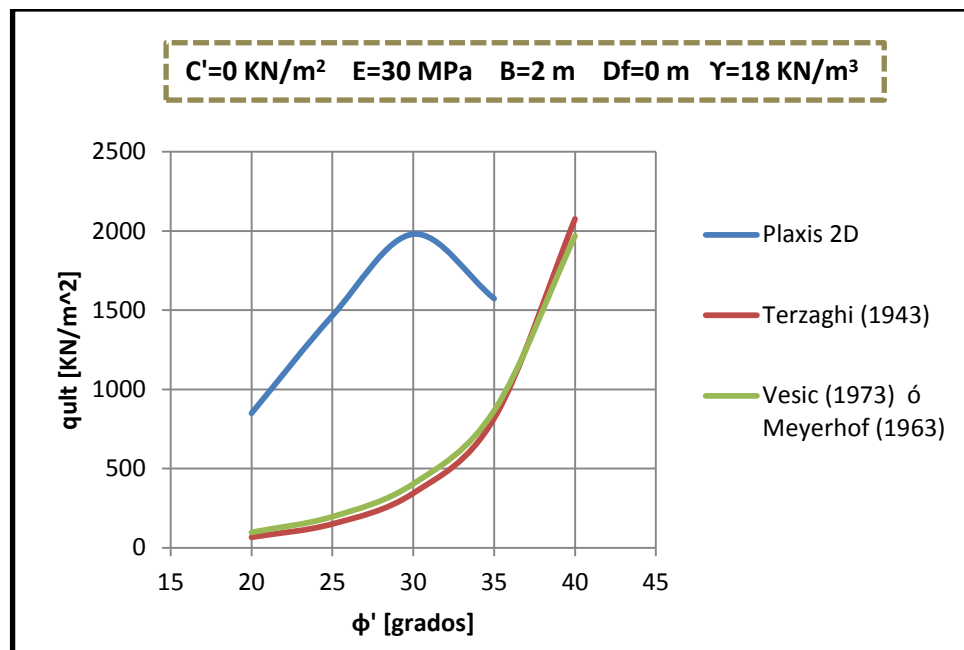


Figura 26. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a) para un medio de 14mx15m, S.H.



En la gráfica 7 se puede observar que al aumentar la profundidad del medio analizado, los valores de Plaxis simulan un material más resistente independientemente del ángulo de fricción, cuando las dimensiones del medio son mayores, pero se mantiene la misma línea de tendencia generada para un modelo de 14mX4m.

Gráfica 7. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos con un medio de 14mx15m, caso I (a), S.H.



Para las siguientes simulaciones se trabaja con un medio estándar de 14mX15m como se había mencionado anteriormente.

(b) Limos Secos

En este caso se observa falla por corte general perfectamente definida.

Figura 27. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (b) S.H.

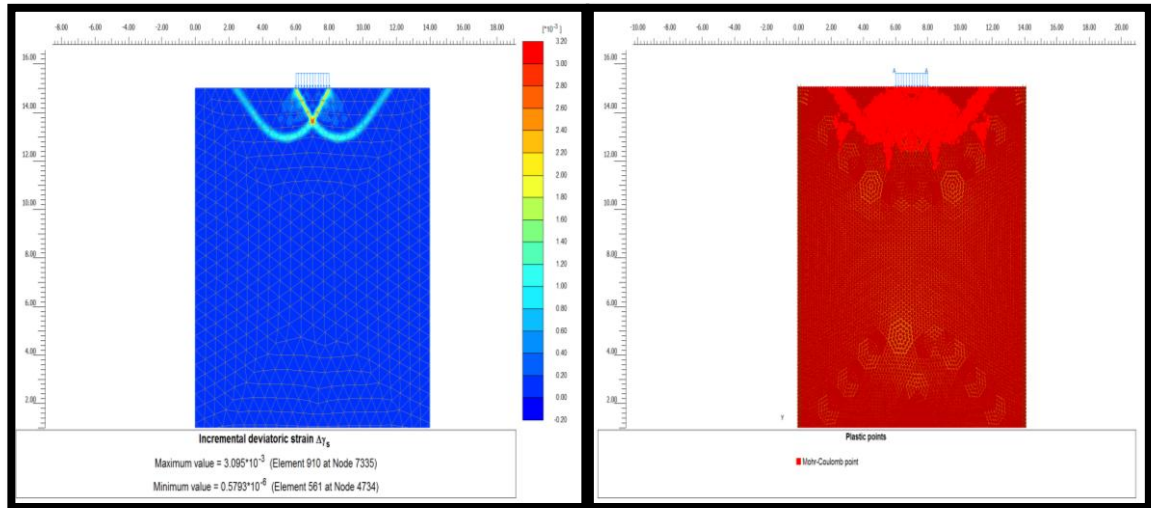
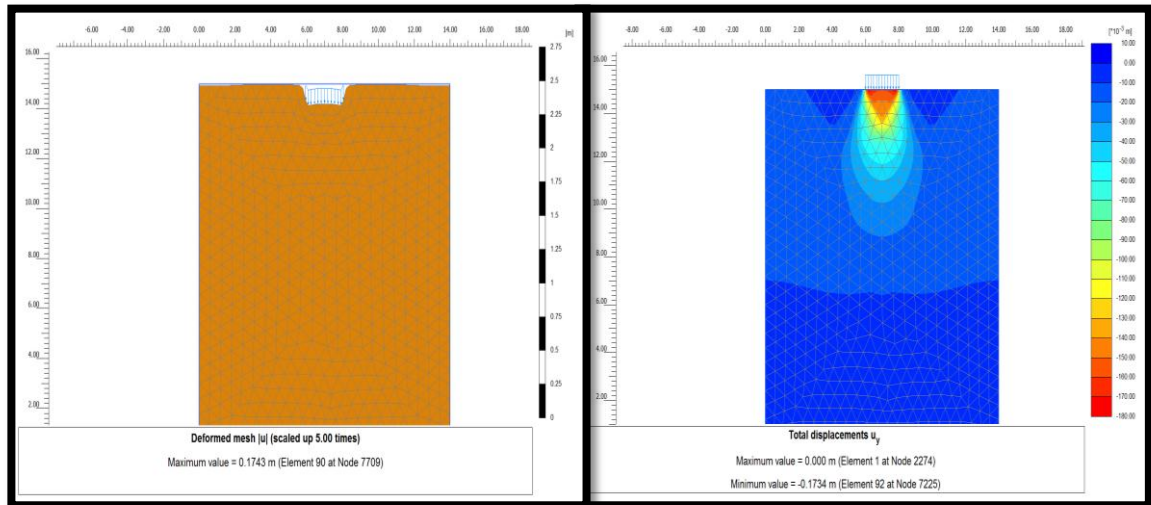
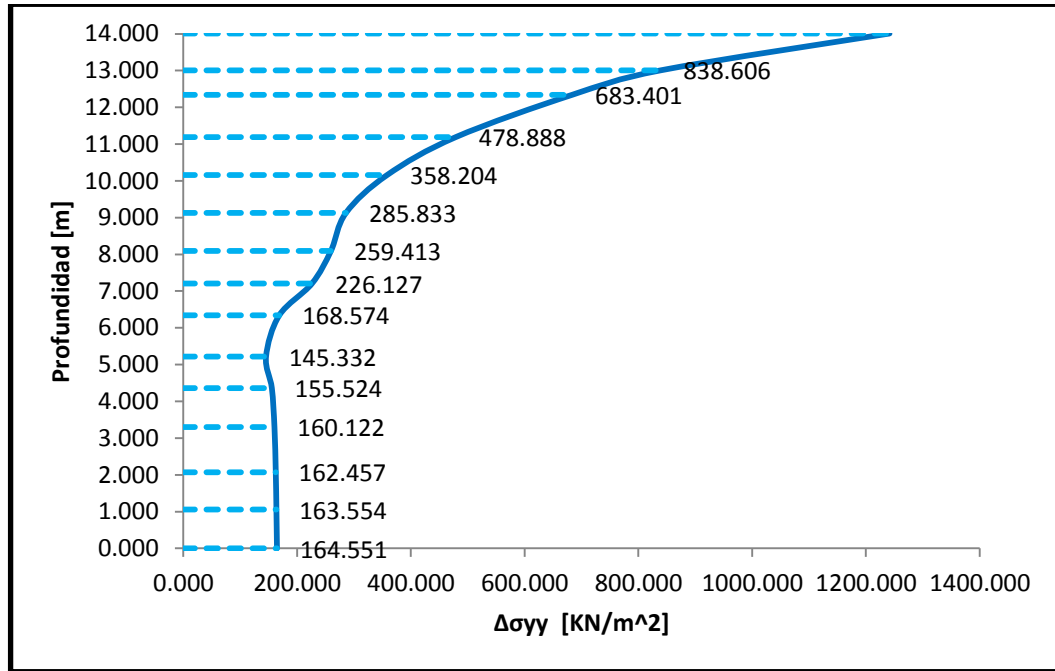


Figura 28. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (b) S.H.

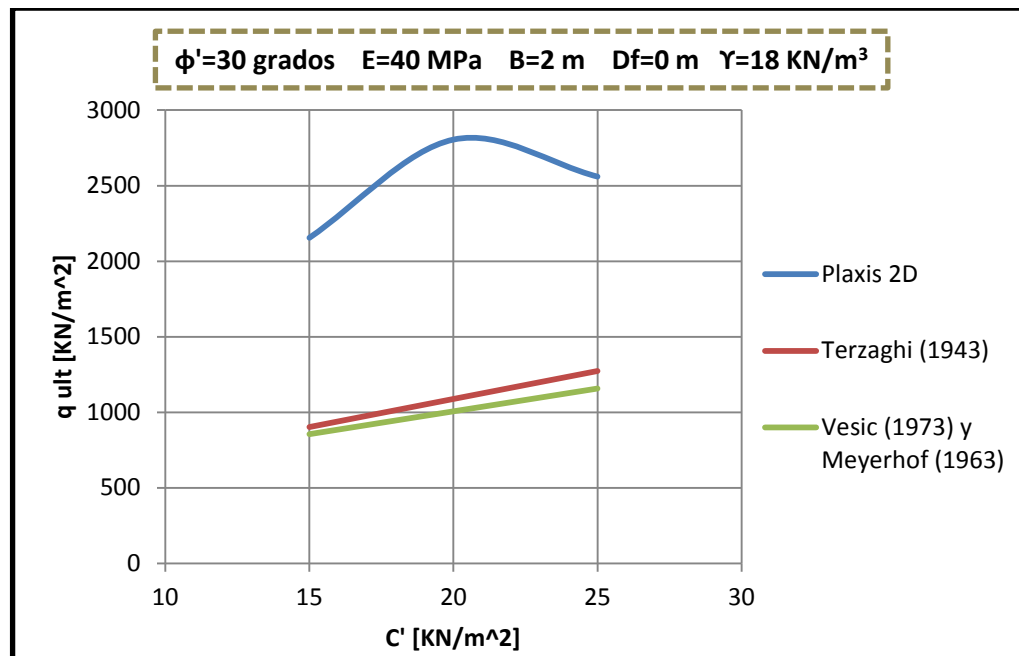


Gráfica 8. Incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_{yy}$, Caso I (b) S.H.



En limos secos, los resultados obtenidos con las teorías clásicas son los más conservadores, independientemente del ángulo de fricción y de la cohesión. En cambio los valores de Plaxis se comportan de forma diferente, ya que con $\varphi' = 30^\circ$ y $C' > 20 \text{ KN/m}^2$, la curva toma tendencia decreciente, aun así los valores de capacidad portante del programa siguen siendo elevados al compararlos con los demás métodos. Aunque los valores para $\varphi' < 30^\circ$, no se muestran gráficamente, en las tablas de resultados expuestas en el anexo C, se puede ver que su comportamiento es creciente al igual que los valores de las teorías clásicas.

Gráfica 9. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (b), S.H.



Plaxis es un programa de elementos finitos que utiliza la mecánica del medio continuo, lo cual implica pequeñas deformaciones y cumple con la física estrictamente, a diferencia de las teorías encontradas en la literatura que son una combinación de plasticidad y de relaciones empíricas en donde solo se trabaja el equilibrio. Posiblemente esto explica la diferencia de los resultados obtenidos para el caso de suelos secos en Plaxis y con las teorías clásicas.

❖ CASO II

En este caso se trabajan los tres tipos de suelo en condición saturada.

(a) Arenas Saturadas

Existe la posibilidad de que pueda haber problemas numéricos en este caso, debido a que la superficie de rotura mostrada no tiene un comportamiento clásico, posee puntos de plastificación difusos como se observa en la siguiente figura.

Figura 29. Resultados de incremento de deformación desviadora y Puntos plásticos, caso II (a).

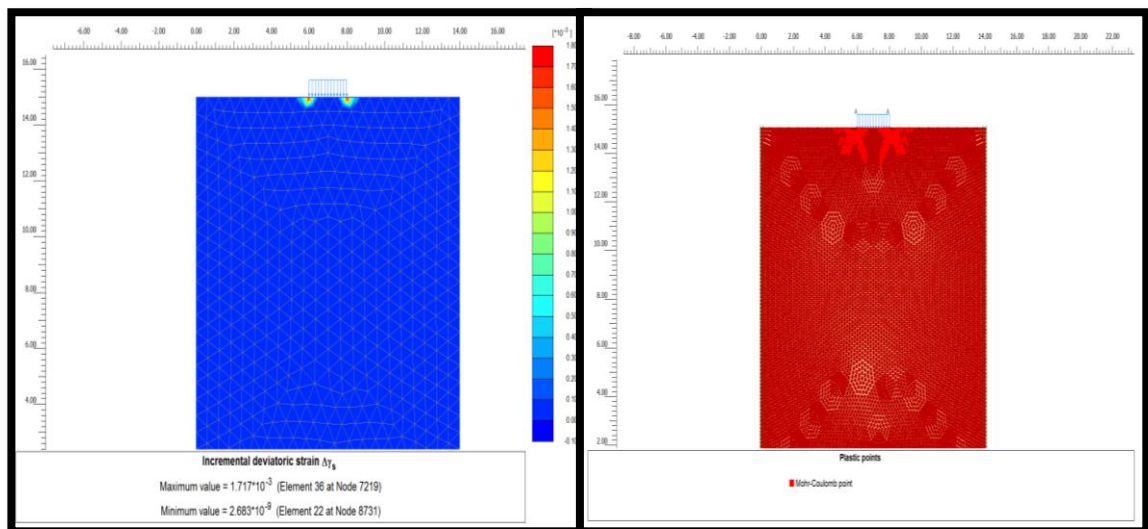
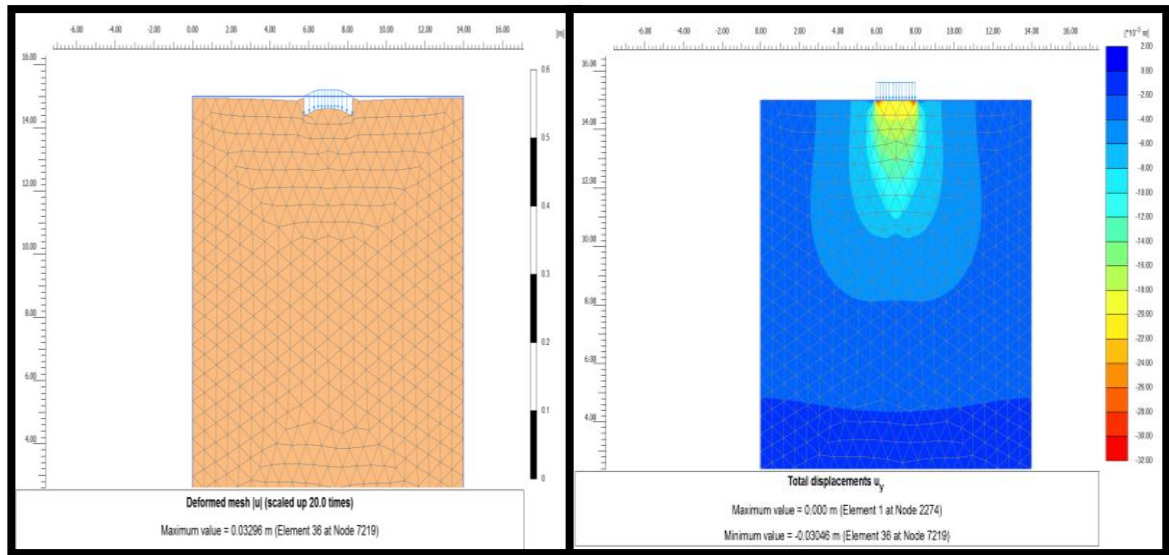


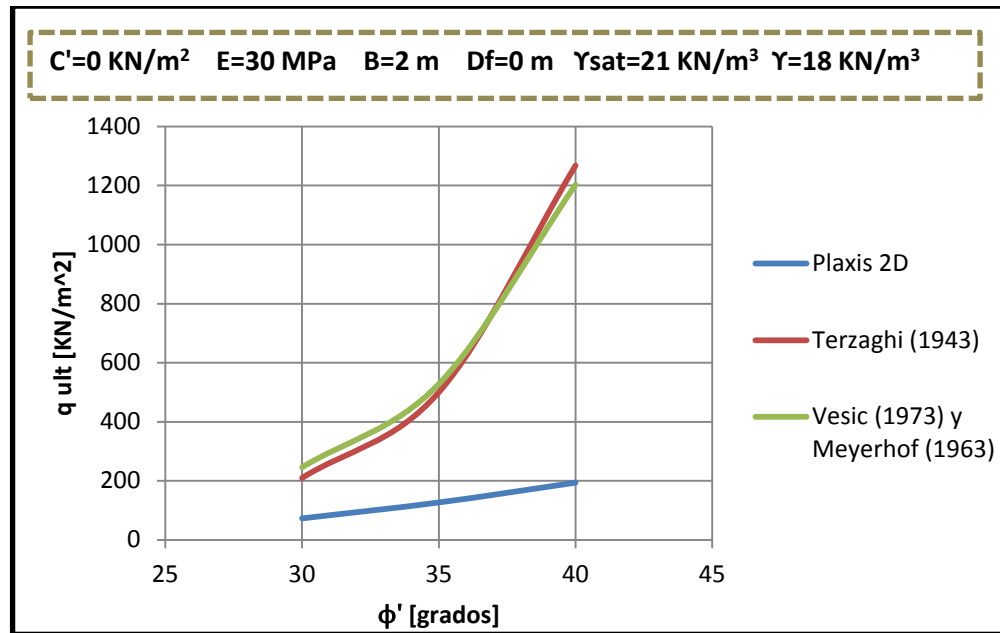
Figura 30. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (a) S.H.



En arenas saturadas, los valores resultantes de teorías clásicas tienen tendencia exponencial, mientras que los valores de Plaxis tienen un comportamiento lineal y son más conservadores independientemente de que el ángulo de fricción cambie.

En este caso, los puntos de plastificación arrojados por Plaxis requieren menores incrementos de esfuerzos para llegar a la rotura que en el caso de los suelos saturados.

Gráfica 10. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (a), S.H.



(b) Arcilla Saturada

Único caso de suelos homogéneos que se trabaja en condición no drenada.

La superficie de rotura está definida y permite identificar claramente una falla por punzonamiento como lo muestra la figura 31.

Figura 31. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (b).

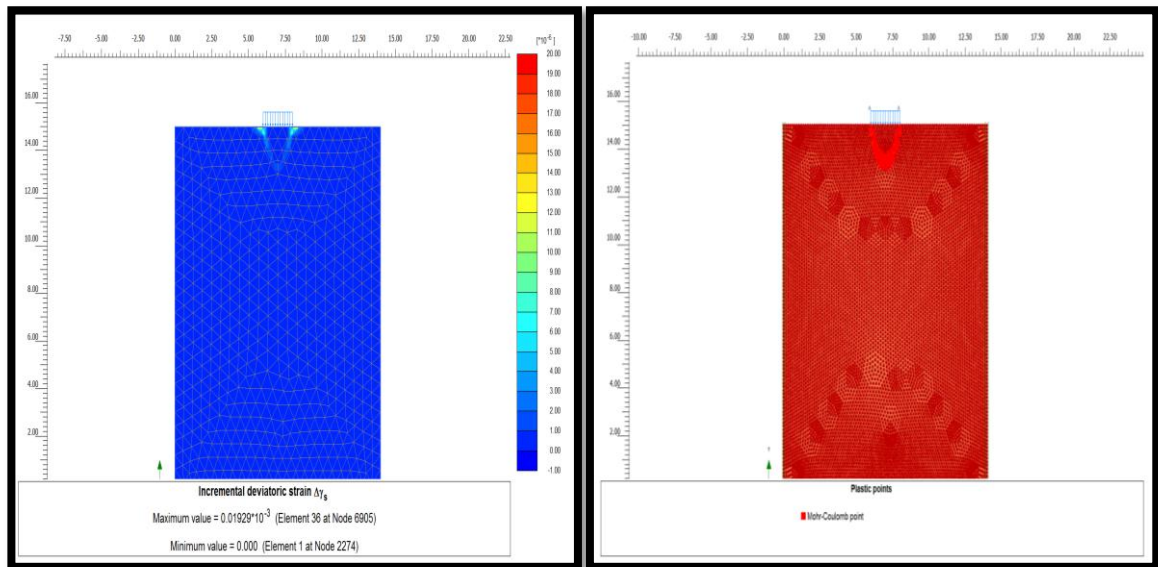
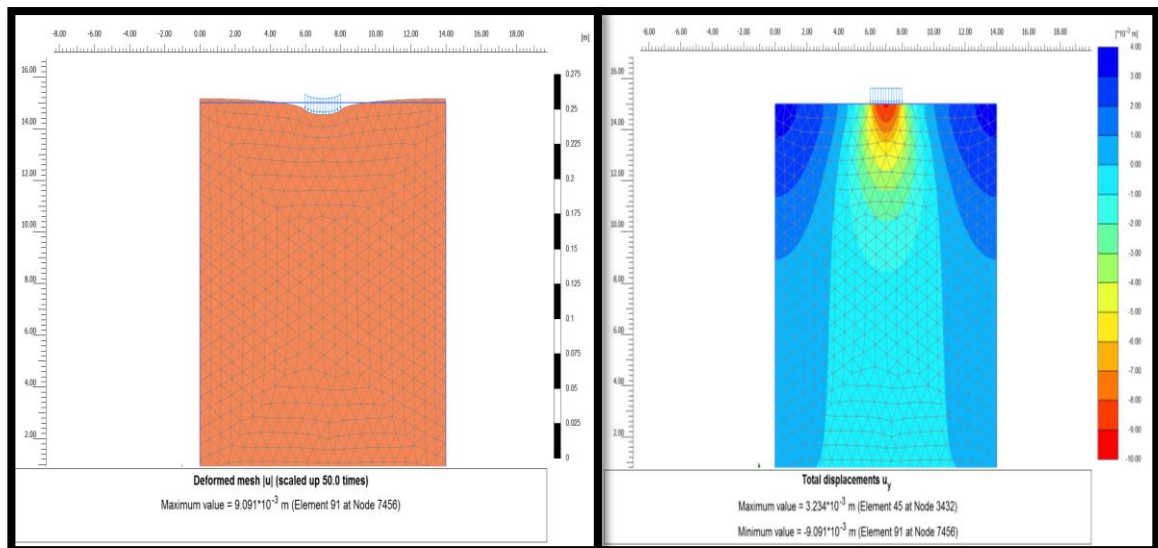
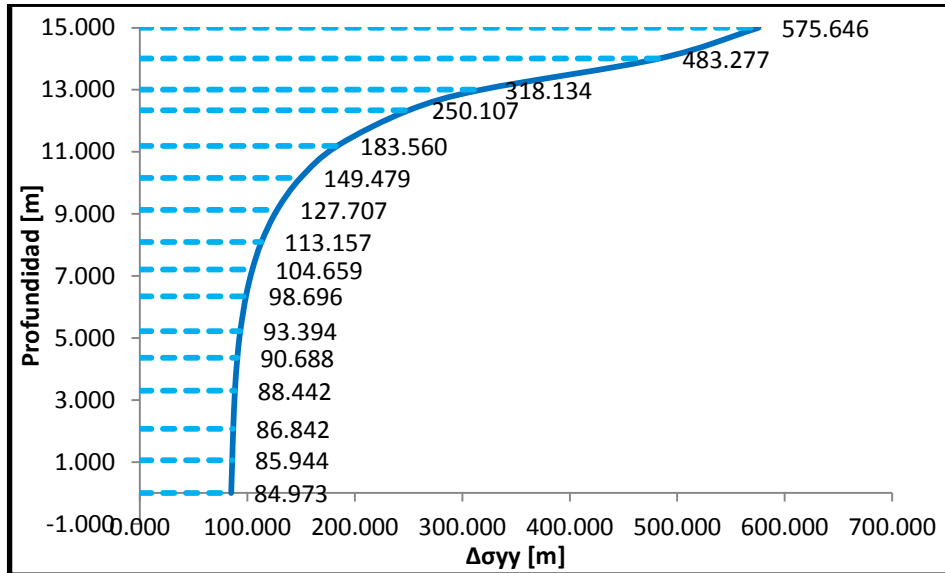


Figura 32. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (b) S.H.

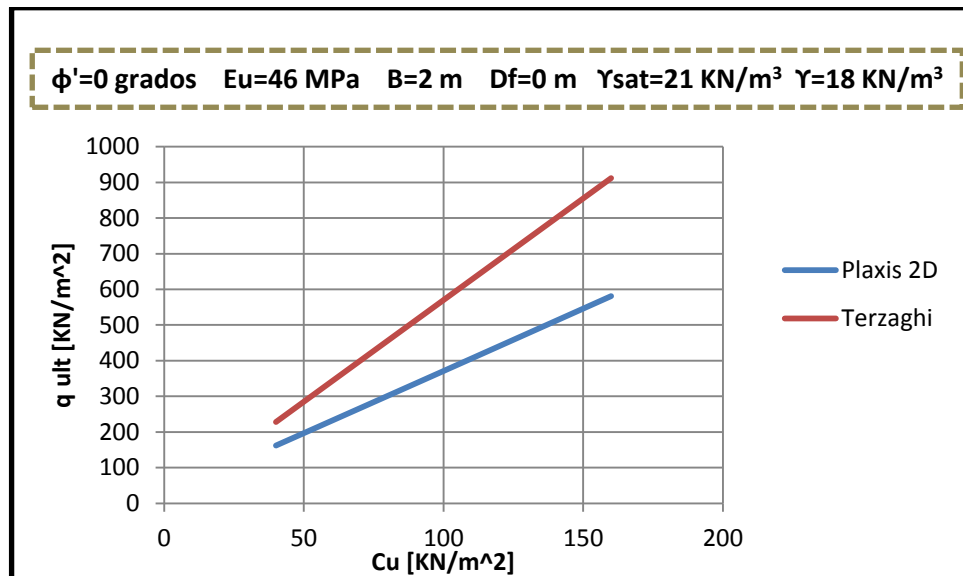


Gráfica 11. Incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_{yy}$, Caso II (b) S.H.



En arcillas, cuando la resistencia no drenada es muy grande Plaxis da valores más conservativos, cuando la resistencia no drenada es baja los valores son más cercanos a los teóricos, es el comportamiento que muestra la gráfica 12.

Gráfica 12. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (b), S.H.



El valor de capacidad de carga ultima se ve limitado por el valor de esfuerzo cortante máximo que representa la resistencia no drenada en el modelo de material de Mohr Coulomb, por ello a medida que este parámetro se incrementa la capacidad de carga ultima también lo hace.

(c) Limos Saturados

En la figura 33 se puede observar que la superficie de rotura no obedece a algún tipo de falla clásica, además esta superficie es representada de diferente forma en la gráfica de esfuerzos desviadores y en los puntos plásticos de Mohr Coulomb, esto se debe a que aunque los incrementos de esfuerzos sean pequeños hay puntos en el que el material no es lo suficientemente fuerte para resistir y falla.

Figura 33. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (c), S.H.

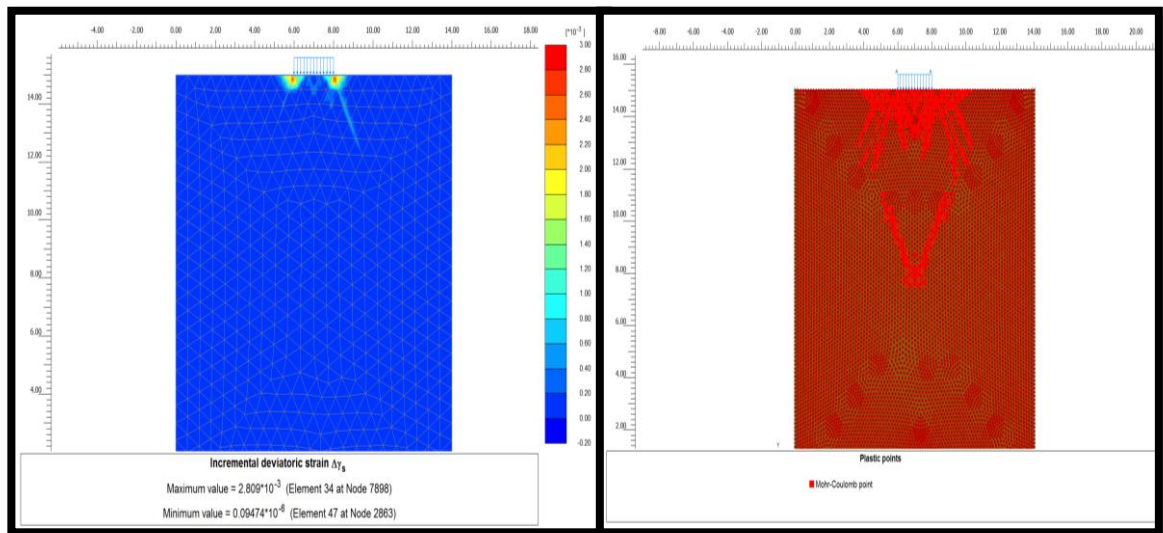
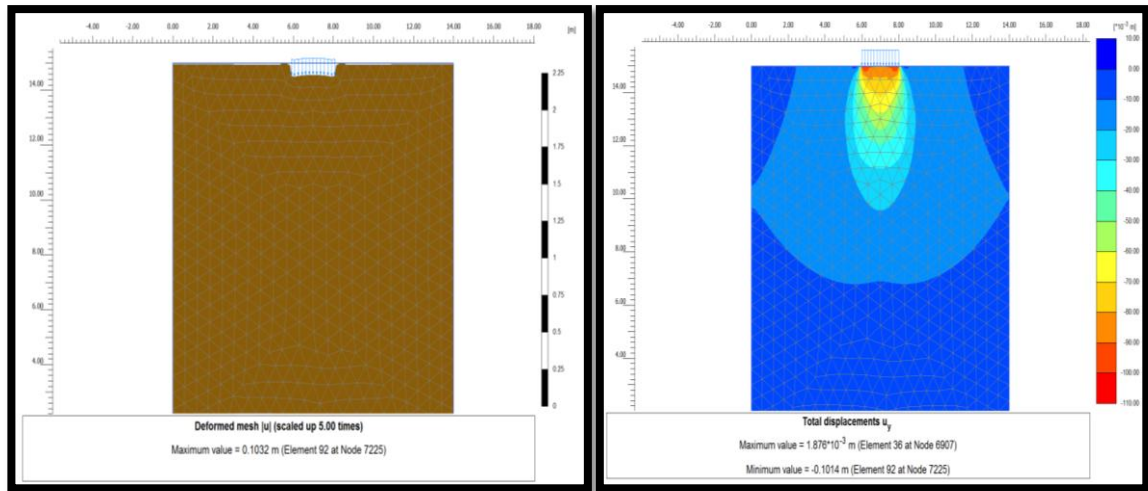
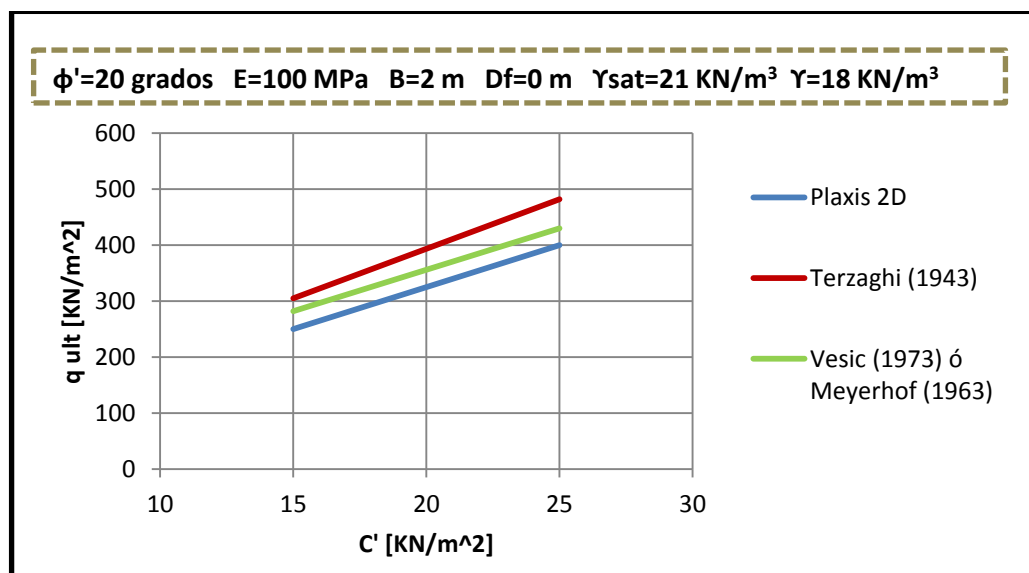


Figura 34. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (c) S.H.



Para el caso de limos saturados, en el programa se puede verificar también que el valor de la cohesión (gráfica 13) es directamente proporcional a la capacidad de carga última y sus valores aunque son similares mantienen siempre su posición conservadora frente a las teorías clásicas.

Gráfica 13. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (c), S.H.



❖ CASO III

En este caso las simulaciones se realizan para posiciones del N.F de uno y dos metros.

(a) Arenas con N.F=1m

En este caso, los puntos de plastificación ocurren debajo del cimiento, pero no se generan incrementos de deformación cortante que permitan decir que ocurre falla por punzonamiento.

Figura 35. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (a) con N.F=1 m, S.H.

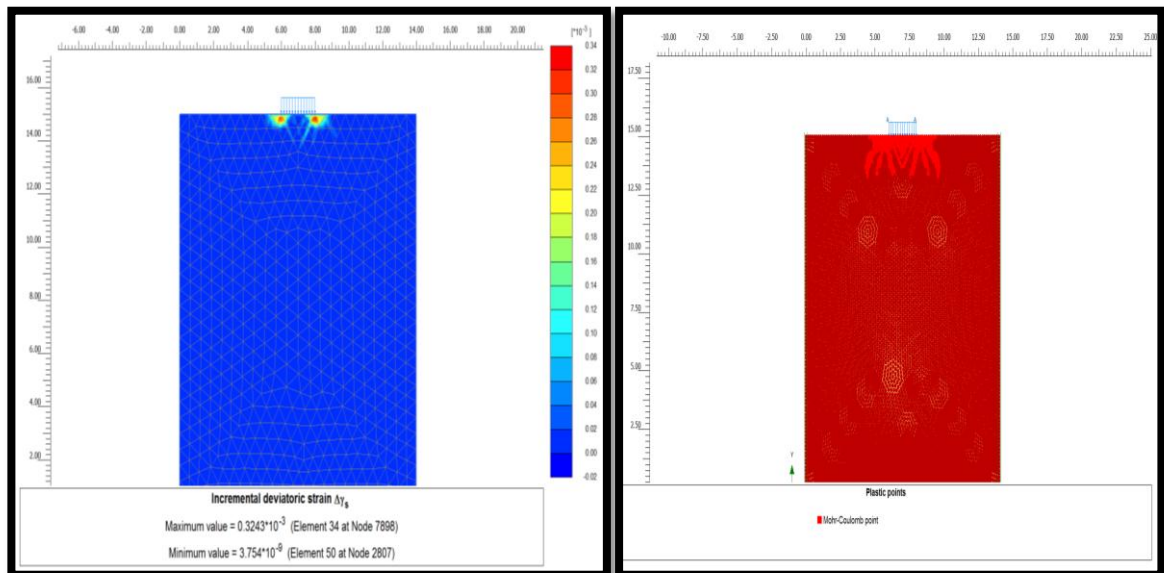
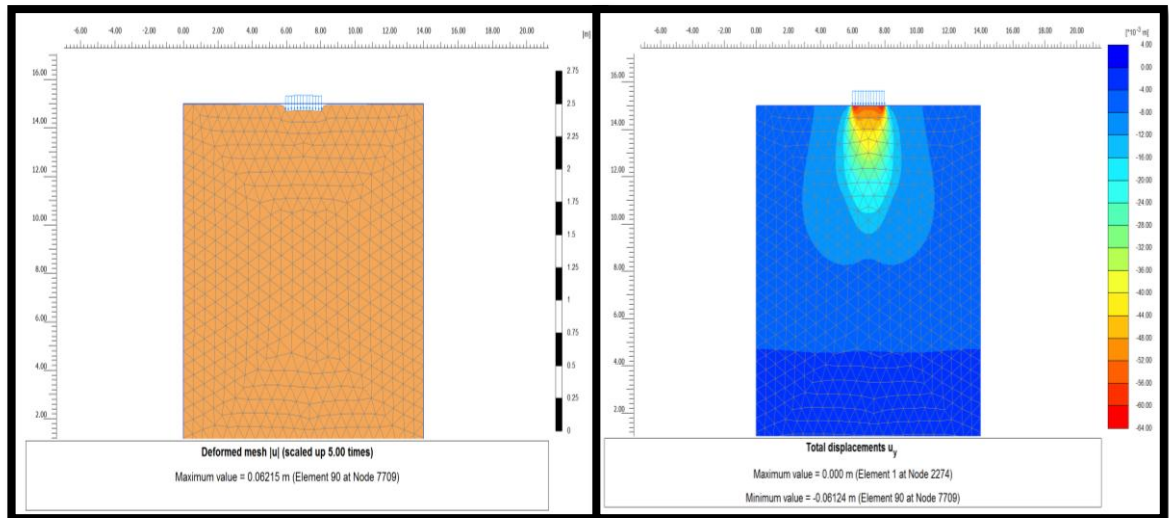
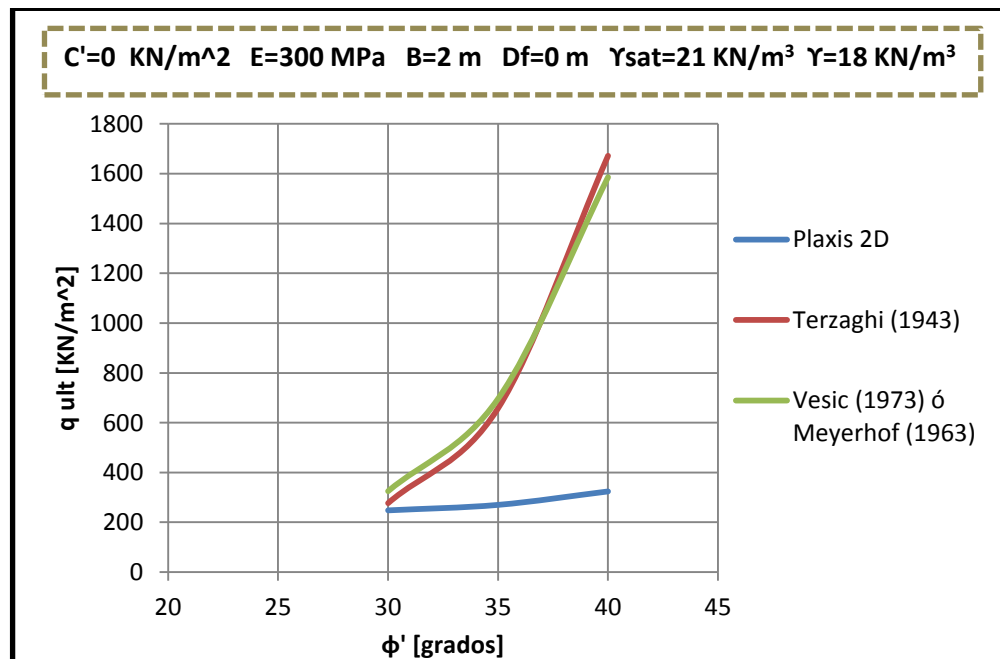


Figura 36. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (a) con N.F=1 m, S.H.



Gráfica 14. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (a) con N.F=1 m, S.H.



❖ Arenas con N.F=2 m

La falla que ocurre en casos como estos es difícil de clasificar, debido a que además de generarse una falla por punzonamiento se trata de generar una falla local.

Figura 37. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (a) con N.F=2 m, S.H.

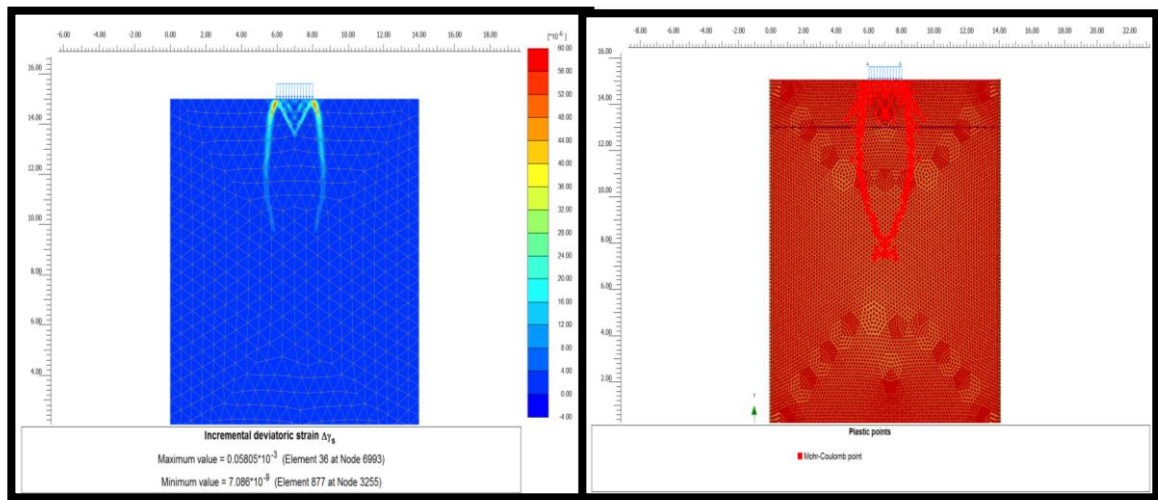
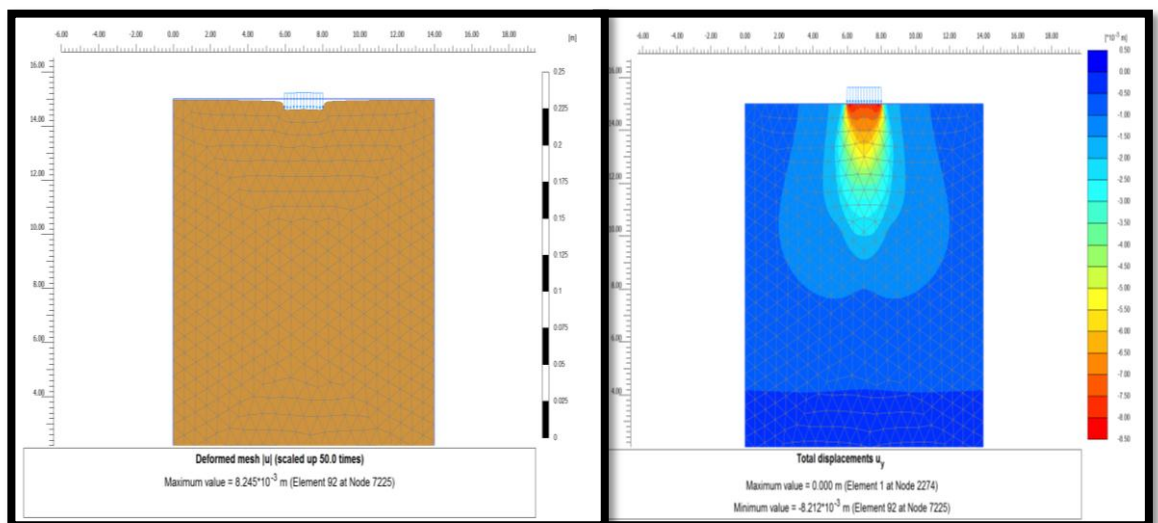
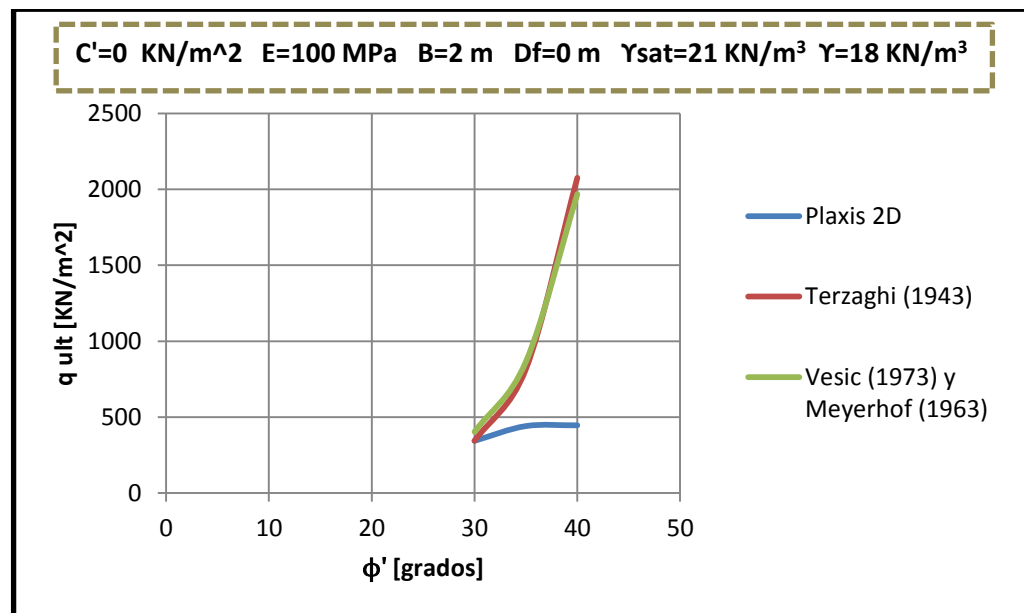


Figura 38. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (a) con N.F=2 m, S.H.



En arenas con nivel freático a 1 metro y 2 metros (grafica 14 y 15) el programa sigue manteniendo una posición conservadora frente a las teorías clásicas y un comportamiento similar al de arenas completamente saturadas (grafica 10).

Gráfica 15. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (a) con N.F=2 m, S.H.



(a) Arcillas con N.F=1 m

En la figura 39 los puntos plásticos de Mohr Coulomb describen una falla general en el material que se encuentra seco, mientras que los esfuerzos desviadores solo describen una concentración de esfuerzos en las esquinas del cimiento.

Figura 39. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (b) con N.F=1 m, S.H.

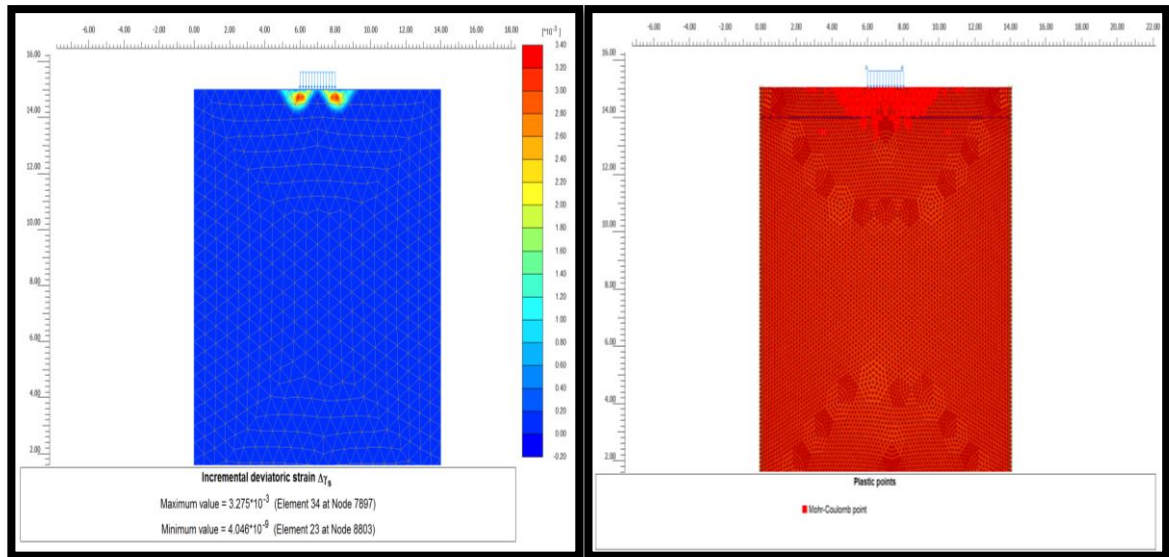
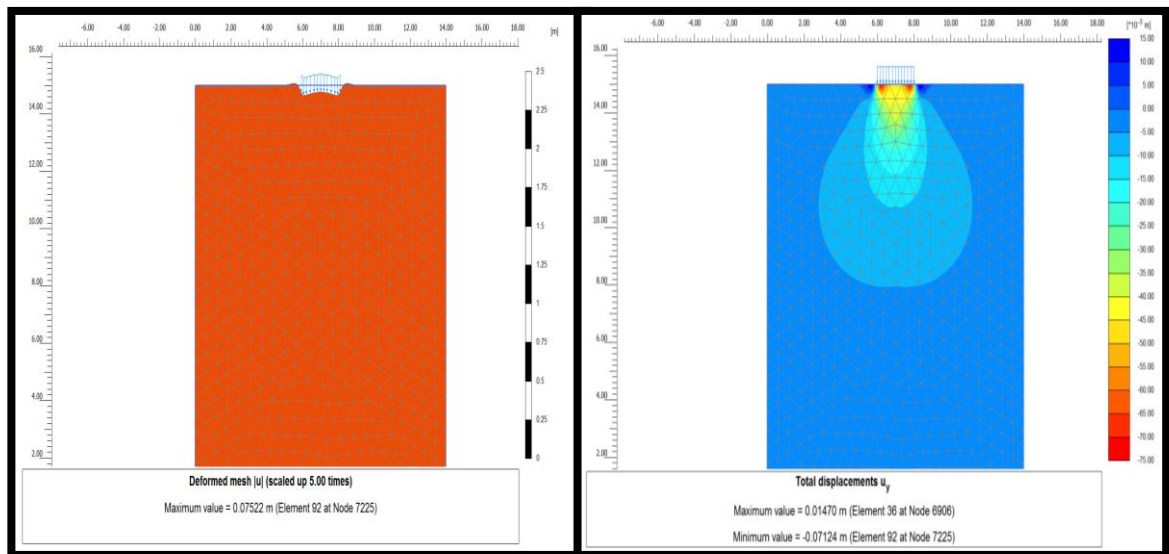
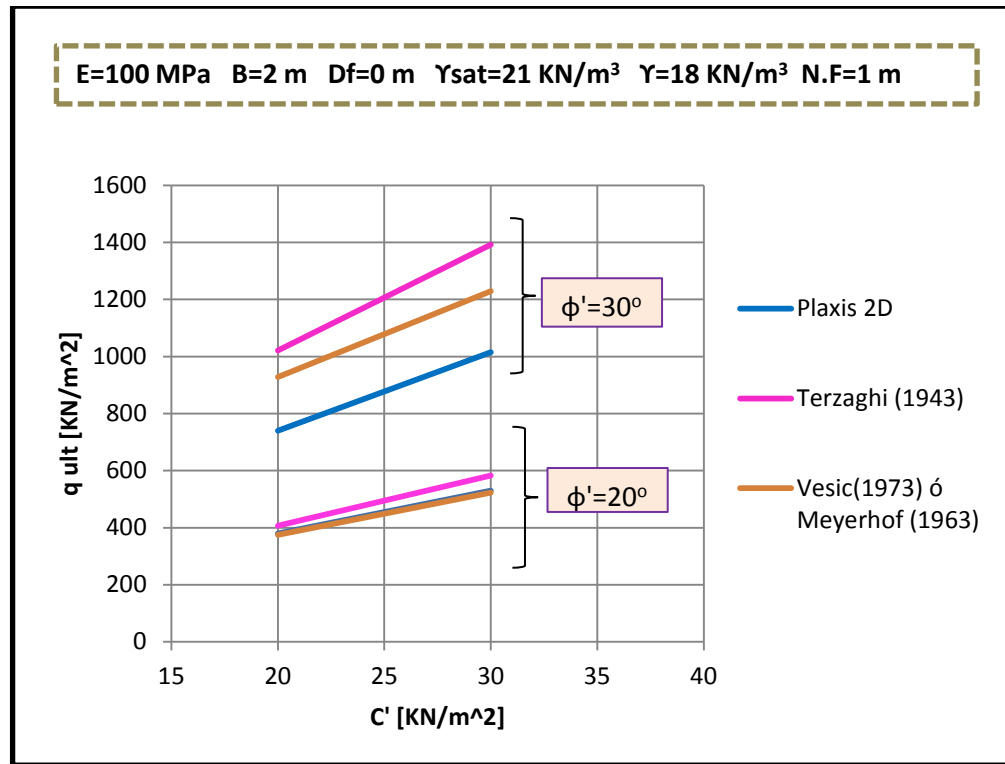


Figura 40. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (b) con N.F=1 m, S.H.



Gráfica 16. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (b) con N.F=1 m, S.H.



❖ Arcillas con N.F=2 m

En la superficie de falla que describe la figura 41 por medio de los puntos plásticos de Mohr Coulomb se puede observar que en el material se generan dos fallas locales, una que se encuentra ubicada en la capa de suelo fuerte y otra que se expande a mayor profundidad, mientras que el incremento de esfuerzos desviadores representa una falla por punzonamiento en el estrato superior y otra que abarca las dos capas de suelo que coinciden con los puntos plásticos al trata de formar falla local.

Figura 41. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (b) con N.F.=2 m, S.H.

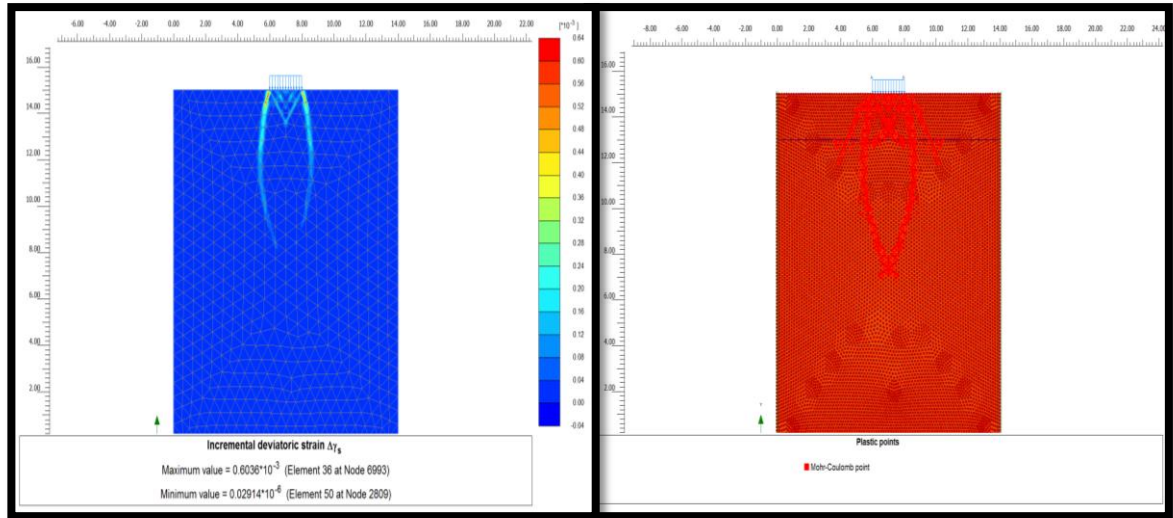
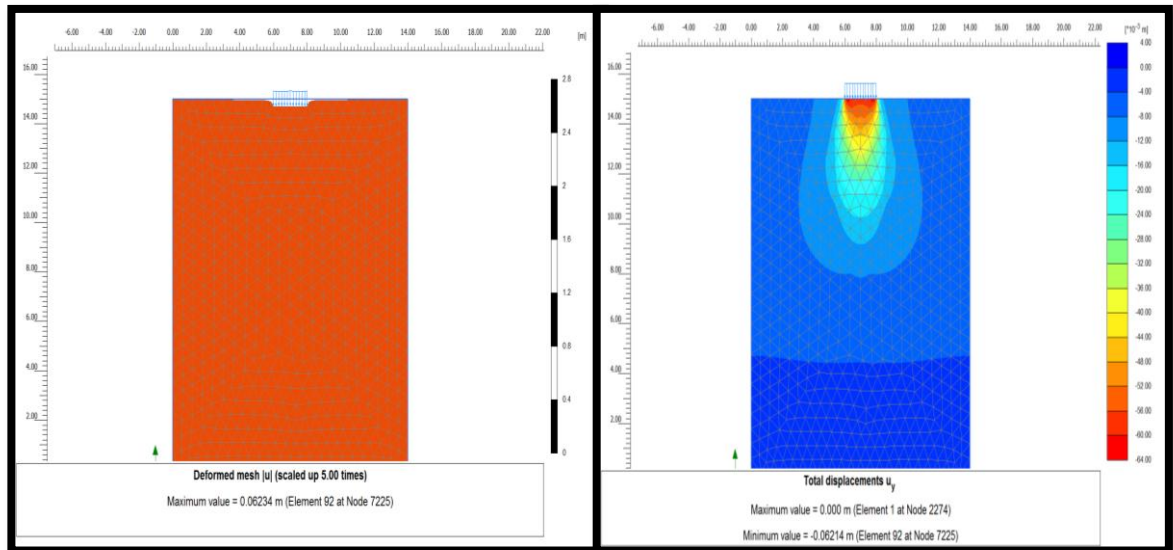
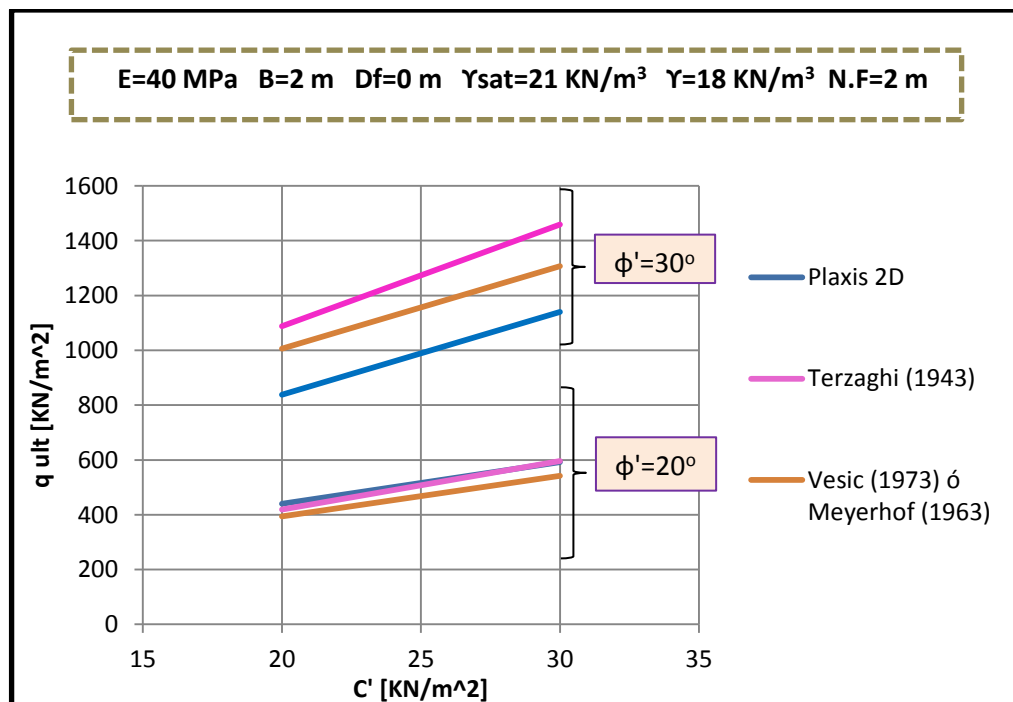


Figura 42. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (b) con N.F.=2 m, S.H.



Para materiales arcillosos drenados con variaciones del nivel freático, las gráficas 16 y 17 muestran que los valores de capacidad portante obtenidos con $\phi' = 20^\circ$, son similares en todos los métodos de cálculo aunque son mayores en los arrojados por Plaxis, mientras que para valores de $\phi' = 30^\circ$, en Plaxis son más conservadores y siguen manteniendo la misma tendencia lineal de los hallados teóricamente.

Gráfica 17. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (b) con N.F=2 m, S.H.



(b) Limos con N.F=1 m

La superficie de falla que arroja Plaxis en la figura 43 no es lo suficientemente clara para poder ser clasificada entre uno de los modos de falla clásicos y ocurre algo similar que en el caso de arcillas con N.F=1m.

Figura 43. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (c) con N.F= 1m, S.H.

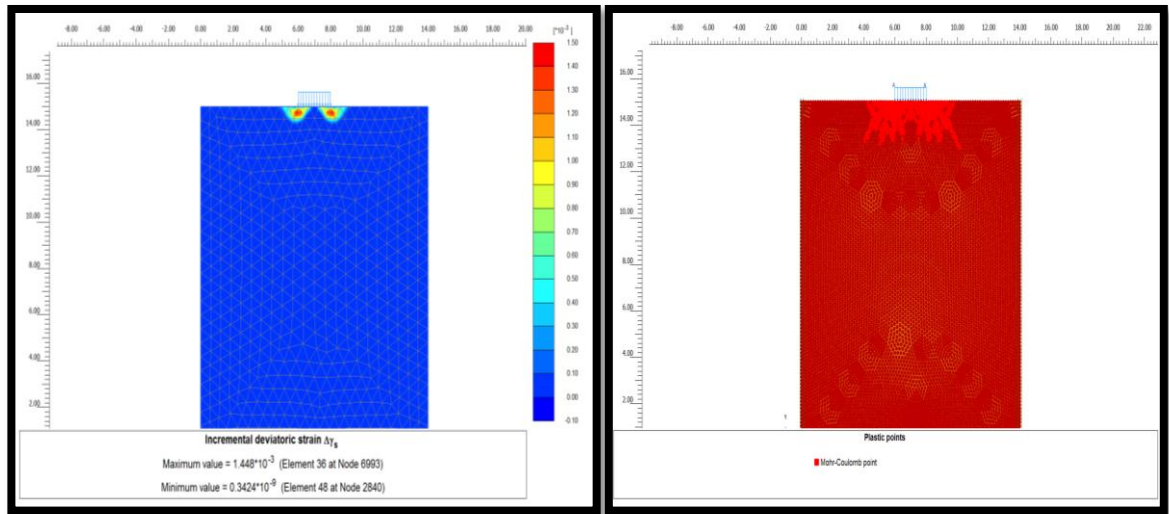
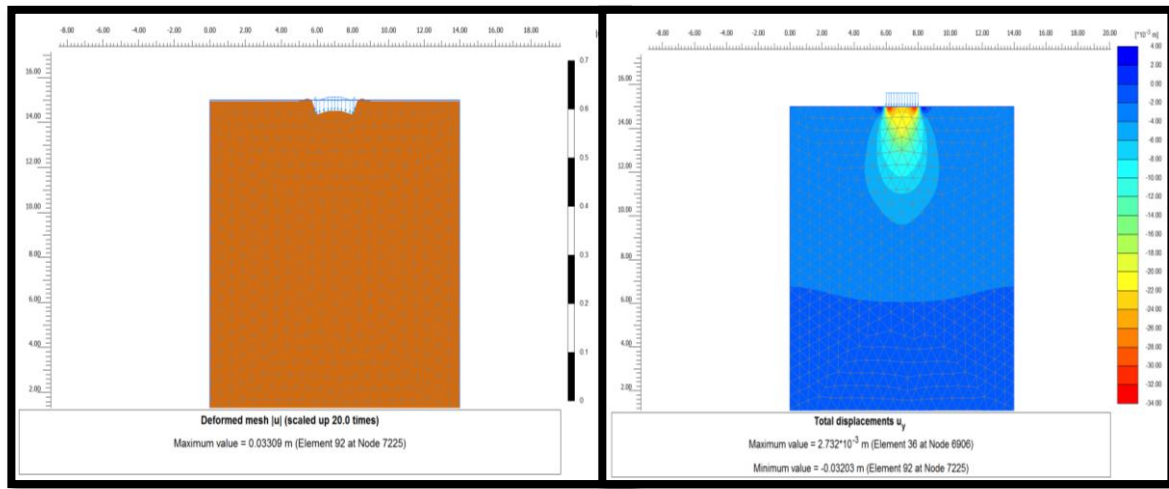
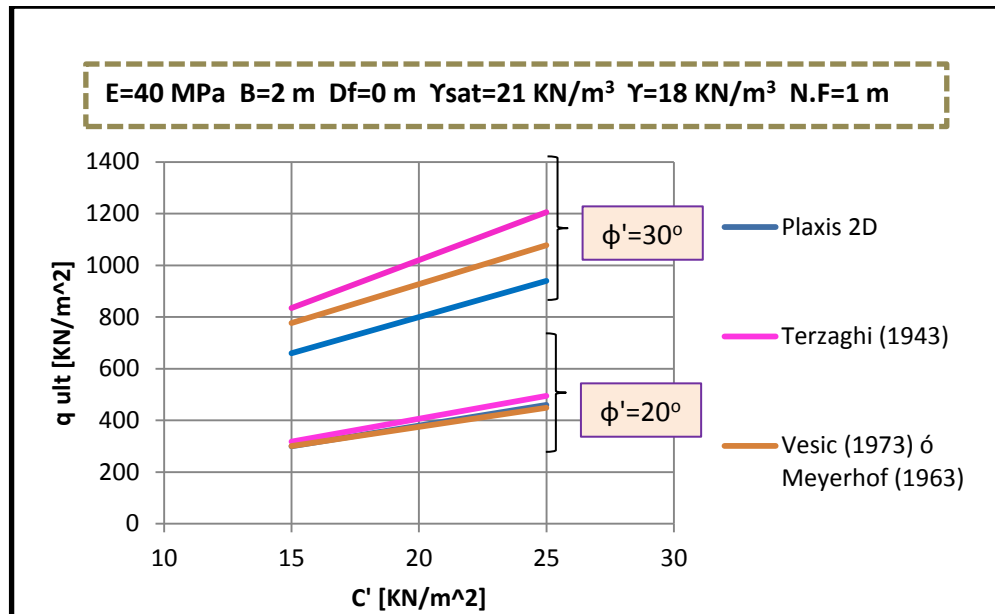


Figura 44. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (c) con N.F=1 m, S.H.



Gráfica 18. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (c) con N.F=1 m, S.H.



❖ Limos con N.F=2 m

La falla que ocurre en la figura 45 genera dos tipos de rotura en el material. Los puntos plásticos describen una falla local en la parte superior que se desarrolla en gran parte en el suelo seco y otra por punzonamiento, mientras que los incrementos de esfuerzos desviadores describen una falla por punzonamiento en la parte superior del material y otra en donde trata de formarse una falla local que abarca el suelo en ambas condiciones..

Figura 45. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso III (c) con N.F= 2m, S.H.

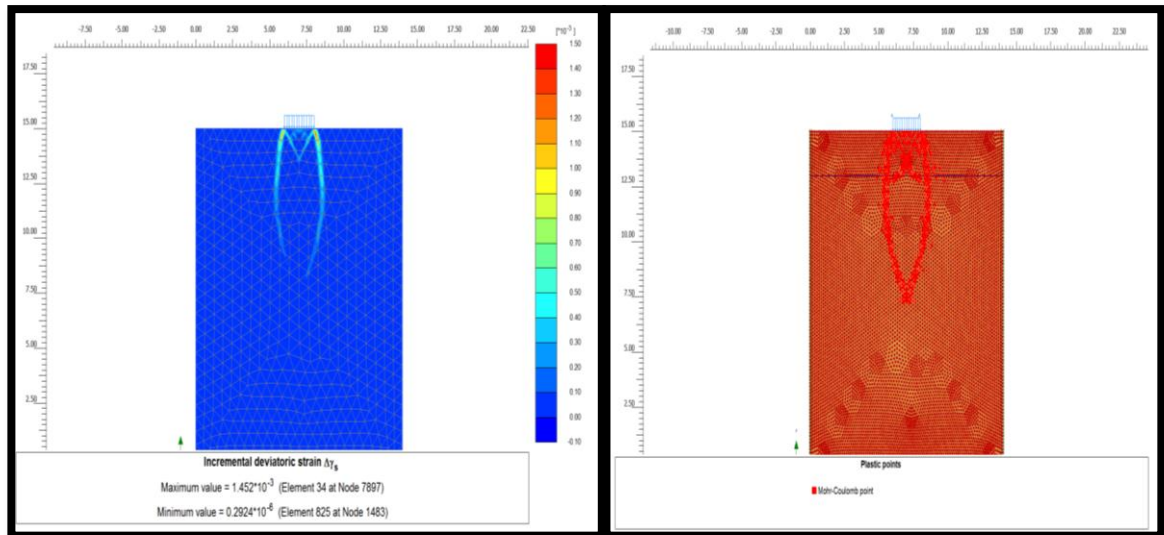
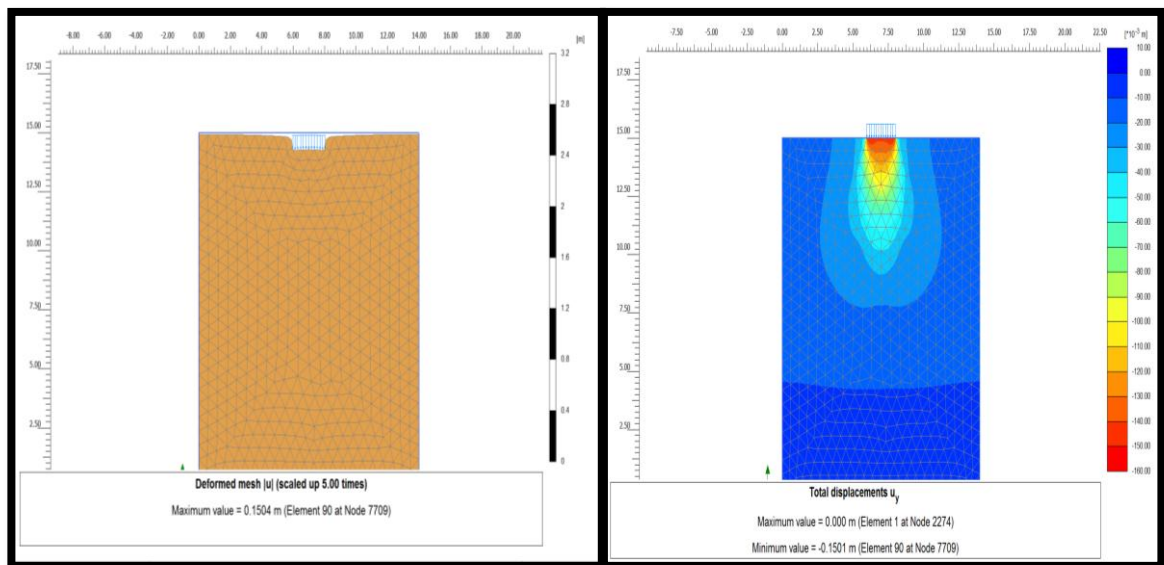
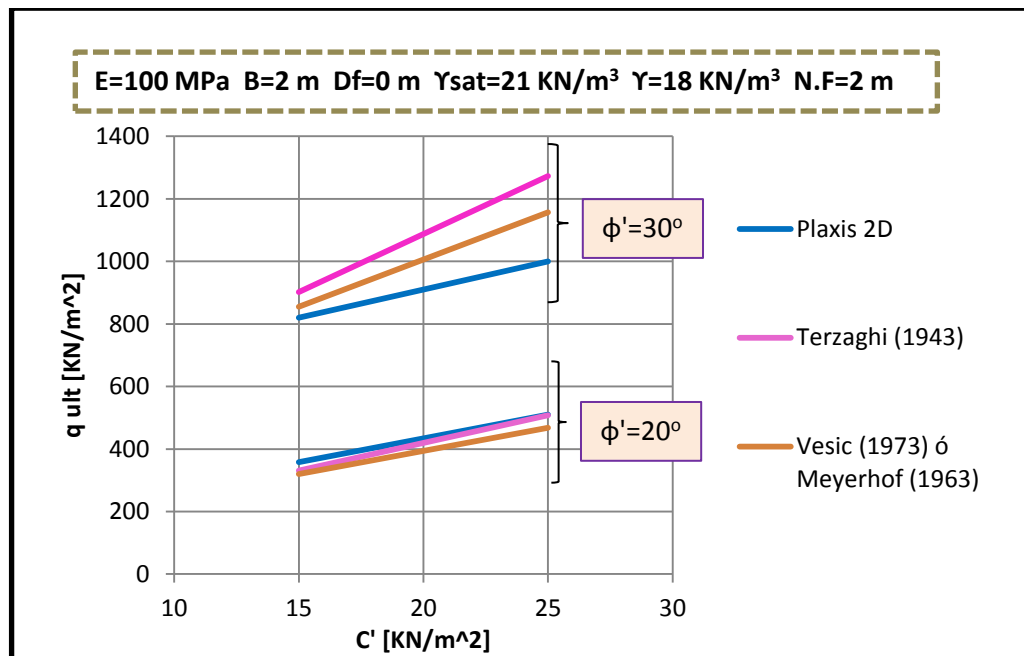


Figura 46. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso III (c) con N.F=2 m, S.H.



En este caso de suelo limoso con variación del nivel freático se observa que la capacidad de carga ultima obtenida por medio de Plaxis 2D se ve afectada por el ángulo de fricción. Para $\phi' = 20^\circ$, el material colapsa con valores de carga muy parecidos a los obtenidos en la teoría, mientras que para $\phi' = 30^\circ$, la capacidad de carga última es inferior a los valores obtenidos teóricamente, pero sigue su comportamiento ascendente a medida que la cohesión aumenta. Este caso presenta un comportamiento similar al de arcillas con variación de nivel freático.

Gráfica 19. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso III (c) con N.F=2 m, S.H.



En casos donde hay presencia de agua y los suelos están en condición drenada los esfuerzos efectivos con los que trabaja el programa hacen que el círculo de Mohr que se crea, esté más cerca de la envolvente de falla y por lo tanto el material alcanza el estado de rotura con un valor de carga menor o muy parecido al teórico.

3.4.2 Suelos estratificados (S.E)

Para suelos estratificados se manejan dos situaciones: una de ellas se da cuando la altura, H , del estrato superior es un metro (Caso I), y la otra, cuando H es tres metros (caso II), con el fin de compararlas con la teoría que se presenta en Braja Das.

Tabla 4. Ecuaciones convencionales usadas para el cálculo de q_{ult} , en suelos estratificados.

Teoría Clásica	Ecuación Utilizada para hallar q_{ult}	CASO
Meyerhof y Hanna (1978)	Ecuación 1.39	Caso Ia y IIa
Meyerhof y Hanna (1978)	Ecuación 1.40	Caso Ib y IIb
Meyerhof y Hanna (1978)	Ecuación 1.41	Caso Ic y IIc

❖ CASO I:

(a) Arena Fuerte / Arcilla Débil o Blanda Saturada

Tabla 5. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (a), S.E.

DATOS DE ENTRADA			
ARENA FUERTE			CONDICIÓN DRENADA
Y1	18	KN/m^3	
φ'1	se varia	grados	
C'1	0	KN/m^2	
H	1	m	
Y1sat	21	KN/m^3	
ARCILLA BLANDA SATURADA			CONDICIÓN NO DRENADA
Y2	16	KN/m^3	
φ'2	0	grados	
Cu	se varia	KN/m^2	
Y2sat	18	KN/m^3	

En la figura 47, se observa que aunque se genera una superficie de rotura sus puntos plásticos son un poco difusos al tratar de identificar el modo de falla y además ocurre una situación diferente a la planteada por las teorías clásicas.

Figura 47. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (a), S.E.

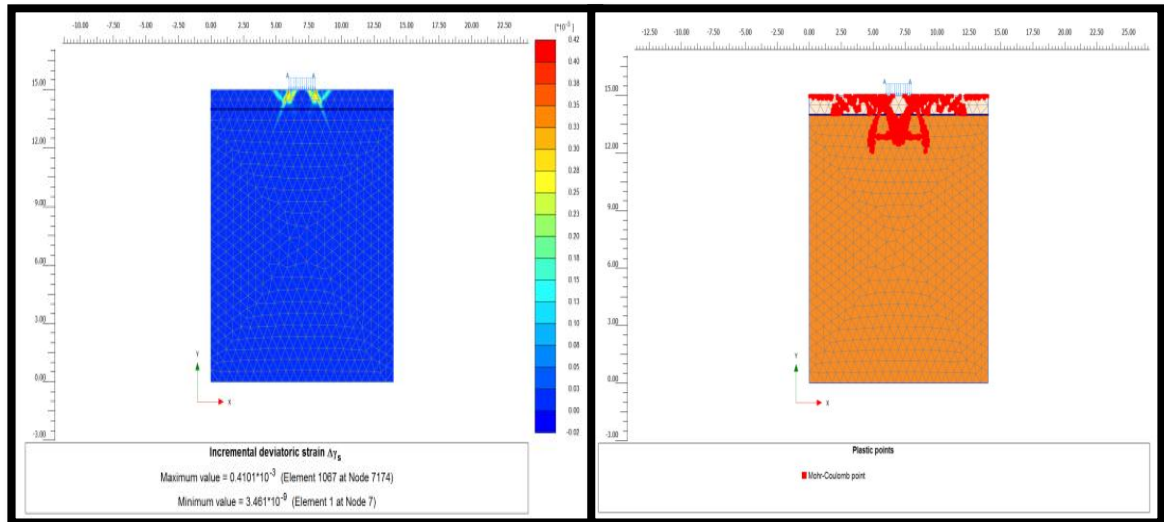
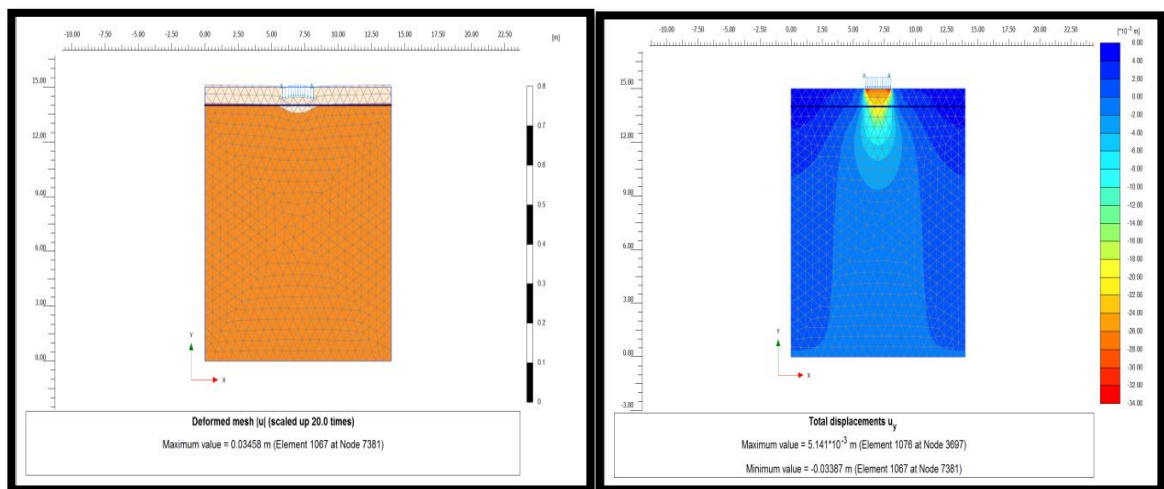
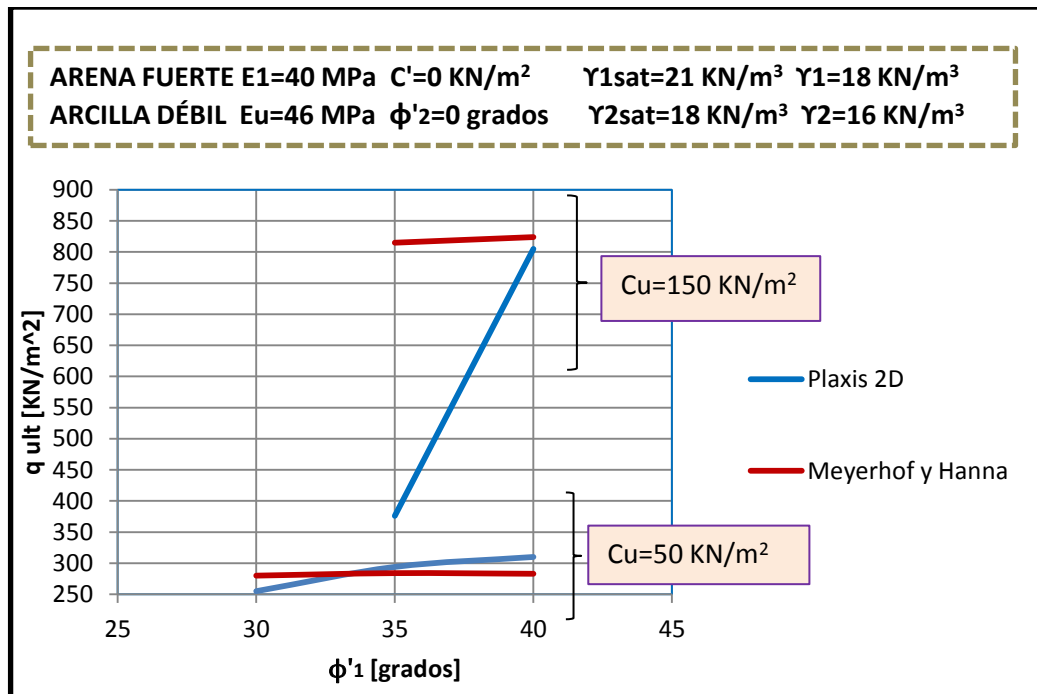


Figura 48. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (a), S.E.



En este caso ocurre un comportamiento diferente que en los casos siguientes de suelos estratificados, pues como se observa en la gráfica siguiente, los valores de capacidad de carga, cuando el material arcilloso débil posee una resistencia no drenada baja, en Plaxis son menores que los obtenidos teóricamente para $\phi' < 33^\circ$, luego adoptan valores menos conservadores cuando $\phi' > 33^\circ$. Se puede decir que para ángulos de fricción de 33° aproximadamente, punto en donde se intersectan las dos curvas, los materiales tienen la misma capacidad portante en los dos métodos utilizados. Mientras que para valores de resistencia no drenado alto del material inferior, la capacidad de carga ultima mantiene su posición conservadora a medida que el ángulo de fricción del material superior se incrementa.

Gráfica 20. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (a), S.E.



(b) Arena Fuerte / Arena Débil

Este caso se analizó para dos situaciones; los dos estratos de suelo en estado saturado y en estado seco.

Tabla 6. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (b) en estado seco, S.E.

DATOS DE ENTRADA (Estado seco)			
ARENA FUERTE			CONDICIÓN DRENADA
γ_1	18	KN/m ³	
ϕ'_1	varia	grados	
C'_1	0	KN/m ²	
H	1	m	
ARENA DÉBIL			CONDICIÓN DRENADA
γ_2	16	KN/m ³	
ϕ'_2	varia	grados	
C'_2	0	KN/m ²	

Se presenta falla por punzonamiento en el estrato superior y falla local en el estrato inferior. El que no se desarrolle una falla general en el estrato inferior como lo plantea la teoría, es probable que ocurra por las dimensiones del medio, en especial en sentido horizontal.

Figura 49. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso I (b) en estado seco, S.E

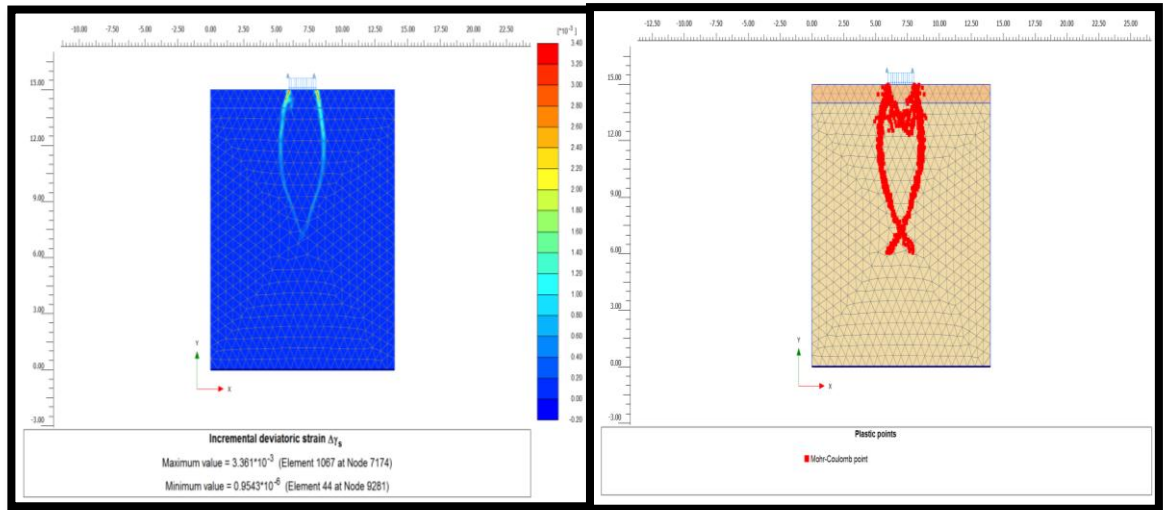
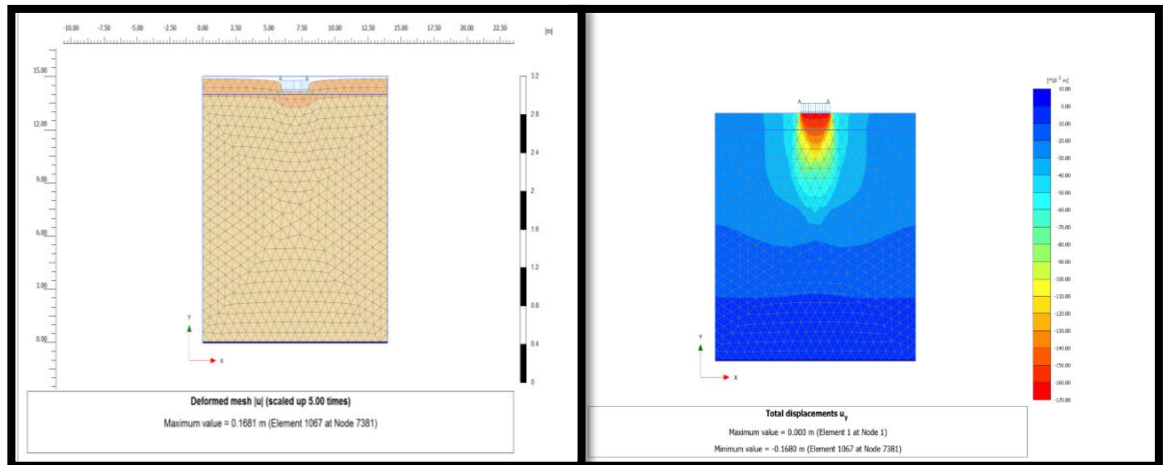
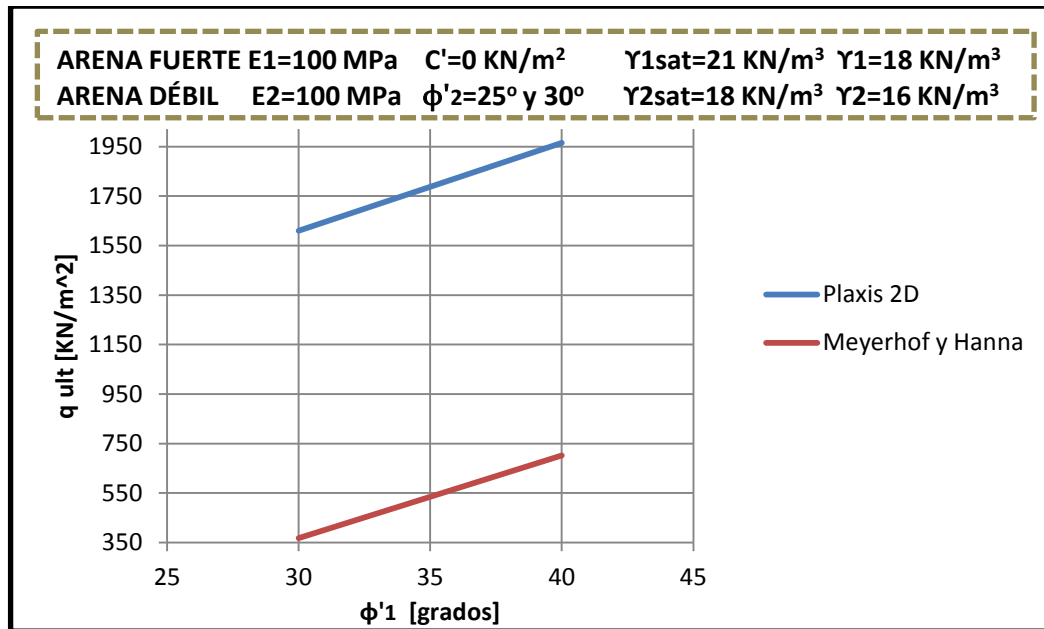


Figura 50. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (b) en estado seco, S.E.

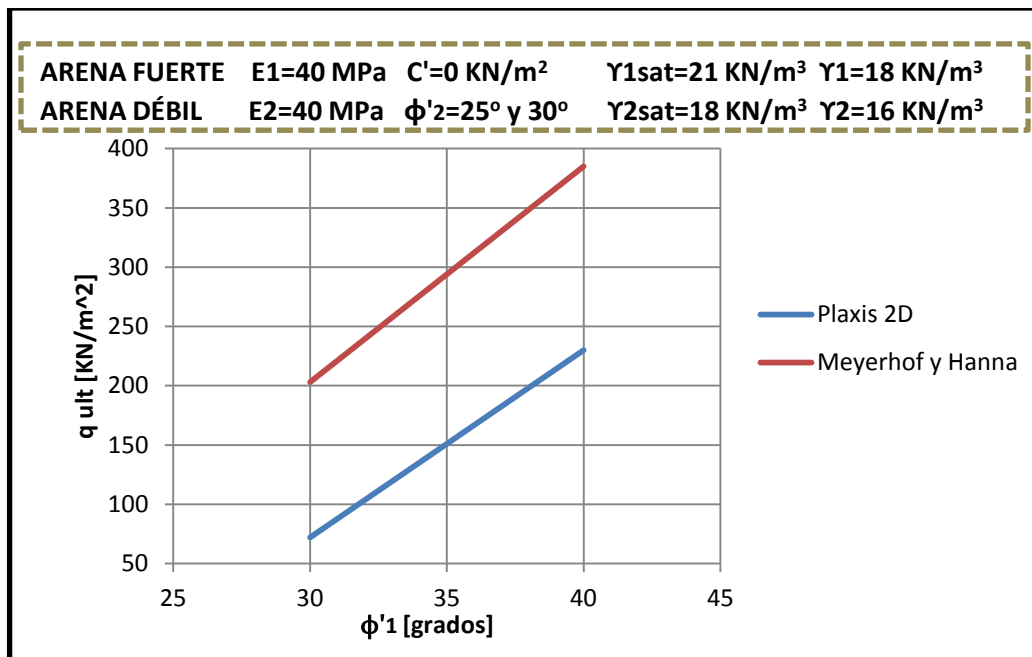


En este caso de suelos estratificado arenosos, aunque la tendencia de las líneas es diferente a la de suelos homogéneos arenosos, los valores de capacidad portante última del programa mantienen una posición conservadora en estado saturado y menos conservadora en estado seco.

Gráfica 21. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (b), S.E: (a) en estado seco y (b) en estado saturado.



(a)



(b)

(c) Arcilla Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 7. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso I (c), S.E.

DATOS DE ENTRADA		
ARCILLA FUERTE SATURADA		
Y1	18	KN/m^3
Y1sat	21	KN/m^3
φ'1	0	grados
Cu1	varia	KN/m^2
H	1	m
ARCILLA BLANDA SATURADA		
Y2	16	KN/m^3
Y2sat	18	KN/m^3
φ'2	0	grados
Cu2	varia	KN/m^2
CONDICIÓN NO DRENADA		

La representación de falla en el material inferior se debe a que esta es una arcilla blanda por lo que muchos puntos alcanzan la rotura rápidamente y aunque los incrementos de esfuerzos son bajos el material llega a la rotura por que la envolvente de resistencia es baja, mientras que la capa superior tiene una superficie de rotura más alta y a pesar de que los incrementos de esfuerzos son mayores el material no alcanza a llegar al estado de falla.

Figura 51. Incremento de deformación desviadora y Puntos plásticos, caso I (c), S.E.

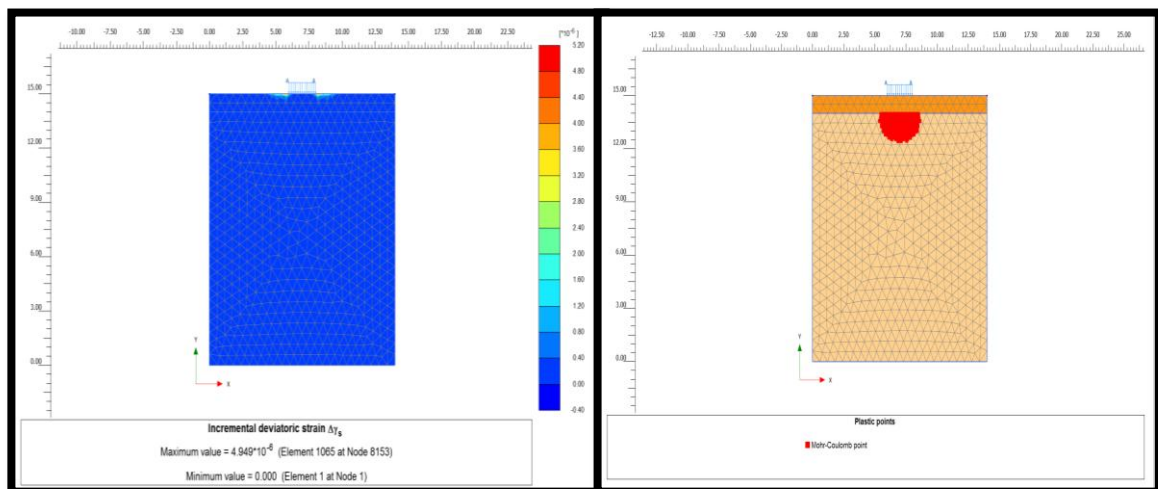
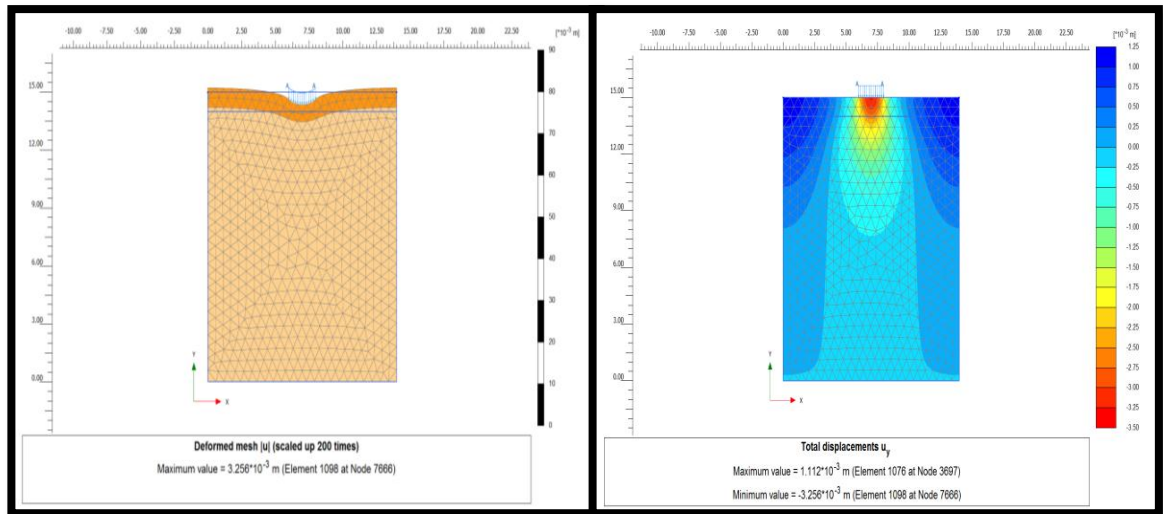
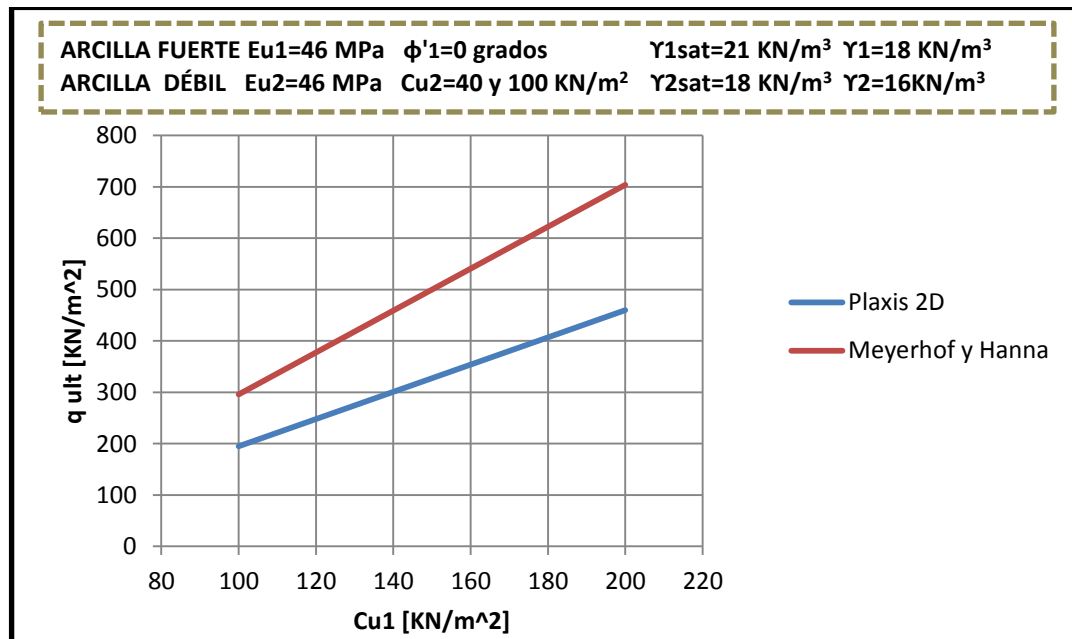


Figura 52. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso I (c), S.E.



En suelos arcilloso completamente saturados el comportamiento es el mismo sea estratificado u homogéneo según los resultados de Plaxis, grafica 22.

Gráfica 22. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso I (c), S.E.



❖ CASO II

Para este caso se trabaja el estrato superior con un H de tres metros.

(a) Arena Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 8. Datos usados en las ecuaciones teóricas, caso II (a), S.E.

ARENA FUERTE			CONDICIÓN DRENADA
γ_1	18	KN/m ³	
ϕ'_1	se varia	grados	
C'_1	0	KN/m ²	
H	3	m	
γ_{1sat}	21	KN/m ³	
ARCILLA BLANDA SATURADA			CONDICIÓN NO DRENADA
γ_2	16	KN/m ³	
ϕ'_2	0	grados	
C_u	se varia	KN/m ²	
γ_{2sat}	18	KN/m ³	

Desde el punto de vista teórico para este caso se esperaría una falla de tipo general en el estrato superior, pero como se puede observar en la figura 53, es una superficie de rotura que no está bien definida y resulta confuso atribuirle un modo de falla conocida.

Figura 53. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (a), S.E.

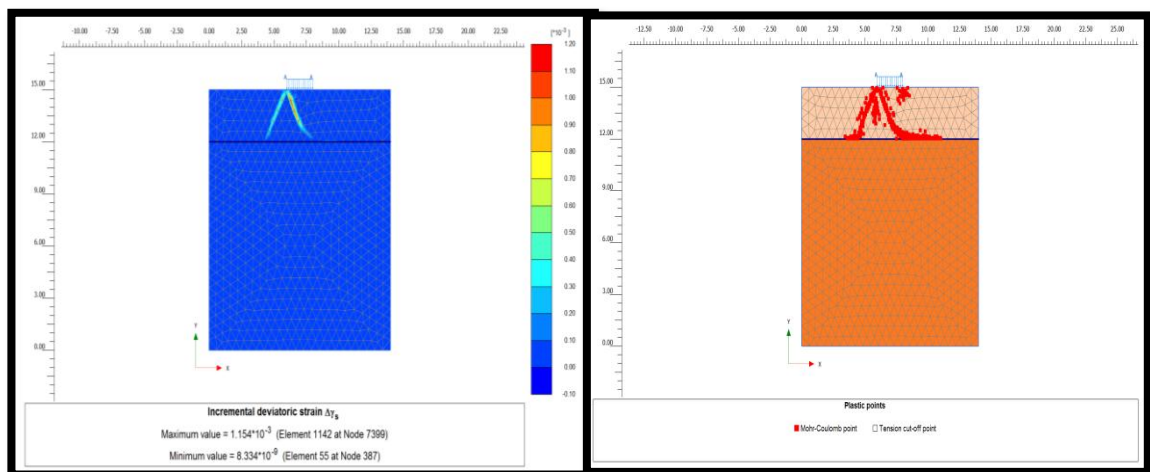
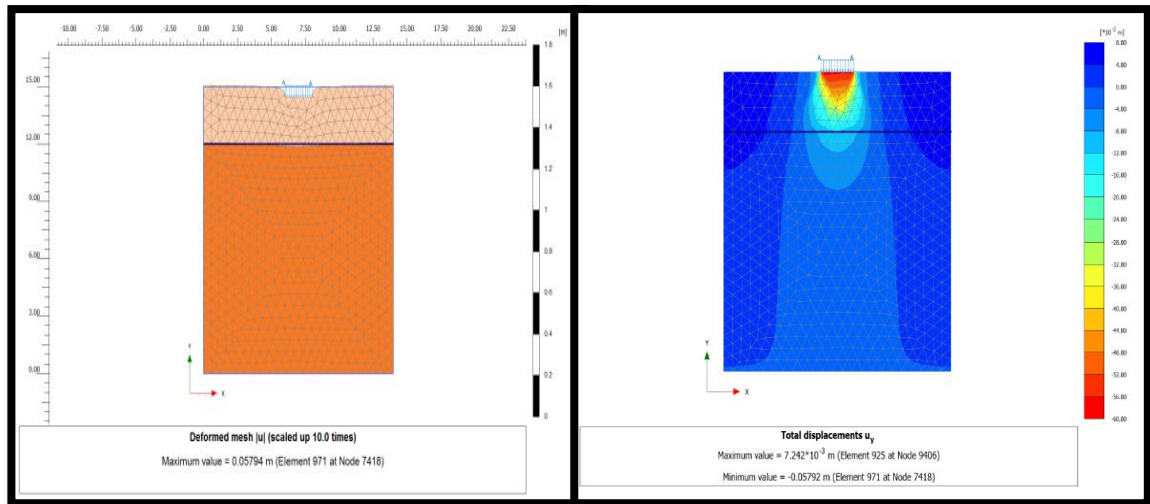
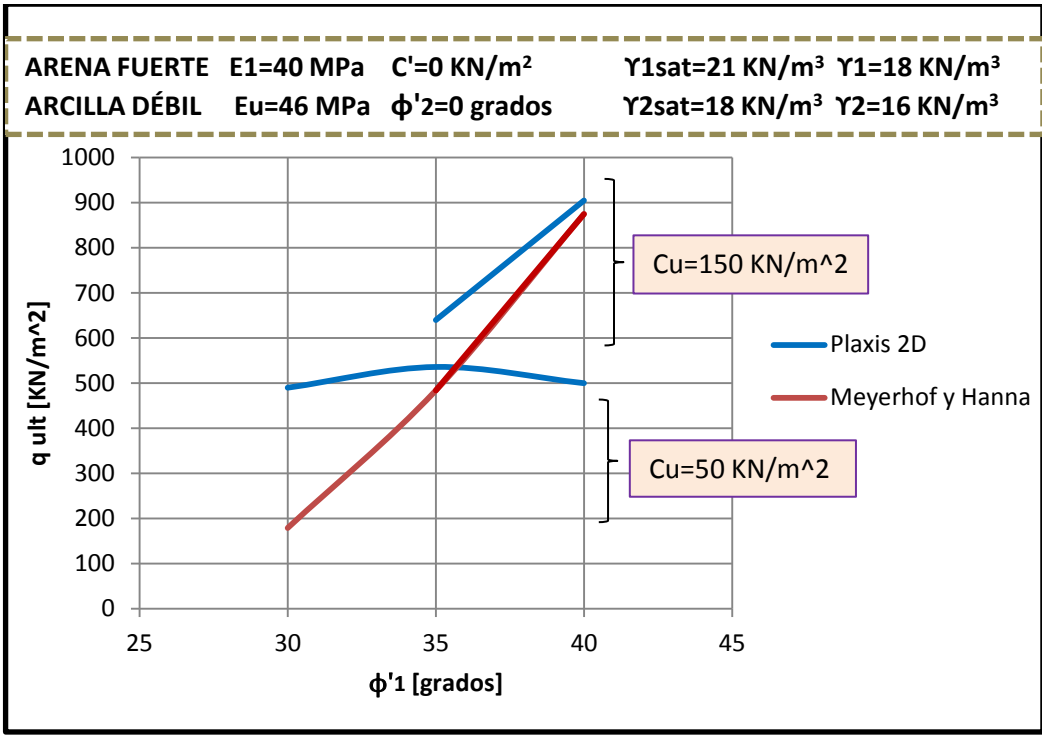


Figura 54. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (a), S.E.



En la gráfica 23, para este caso con H igual a tres metros, y con resistencias no drenadas bajas el suelo mantiene un comportamiento similar al caso de suelos homogéneos arenosos en condiciones secas, pero para altas resistencias del estrato inferior la capacidad de carga obtenida por Plaxis es siempre superior independientemente de la variación del ángulo de fricción.

Gráfica 23. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (a), S.E.



(b) Arena Fuerte / Arena Débil

Condición Saturada

Tabla 9. Datos usados en las ecuaciones clásicas, caso II (b) S.E.

DATOS DE ENTRADA			
ARENA FUERTE			CONDICIÓN DRENADA
Y1	18	KN/m ³	
Y1sat	21	KN/m ³	
φ'1	varia	grados	
C'1	0	KN/m ²	
H	3	m	
ARENA DÉBIL			
Y2	16	KN/m ³	
Y2sat	18	KN/m ³	
φ'2	varia	grados	
C'2	0	KN/m ²	

En la figura siguiente, se observa que aunque la profundidad de la capa de arena fuerte es mayor a la base del cemento los puntos plásticos dan la idea de una falla local que involucra el estrato inferior causando también su rotura.

Figura 55. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (b), S.E.

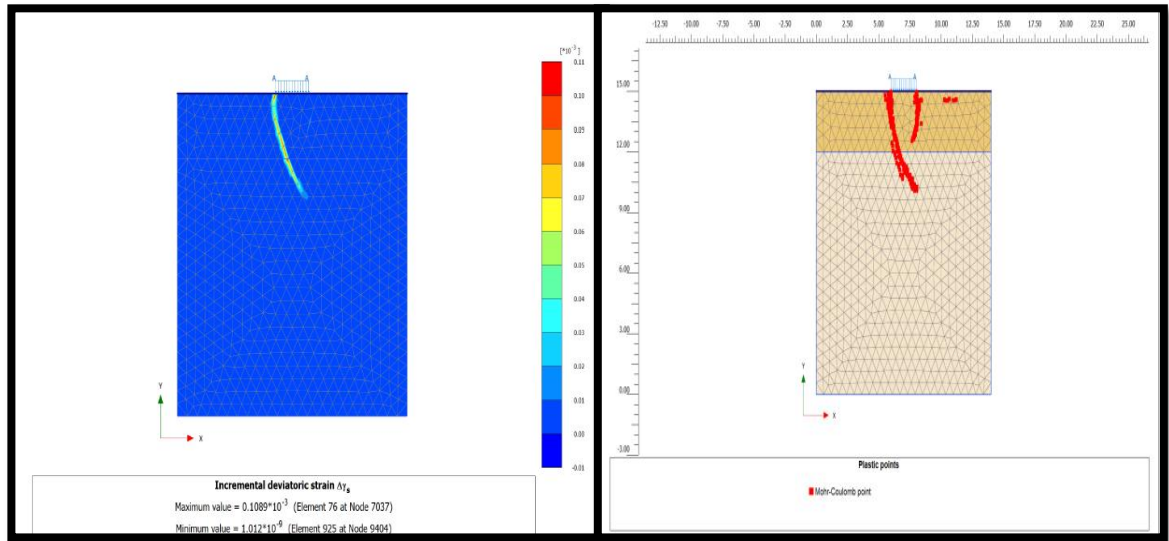
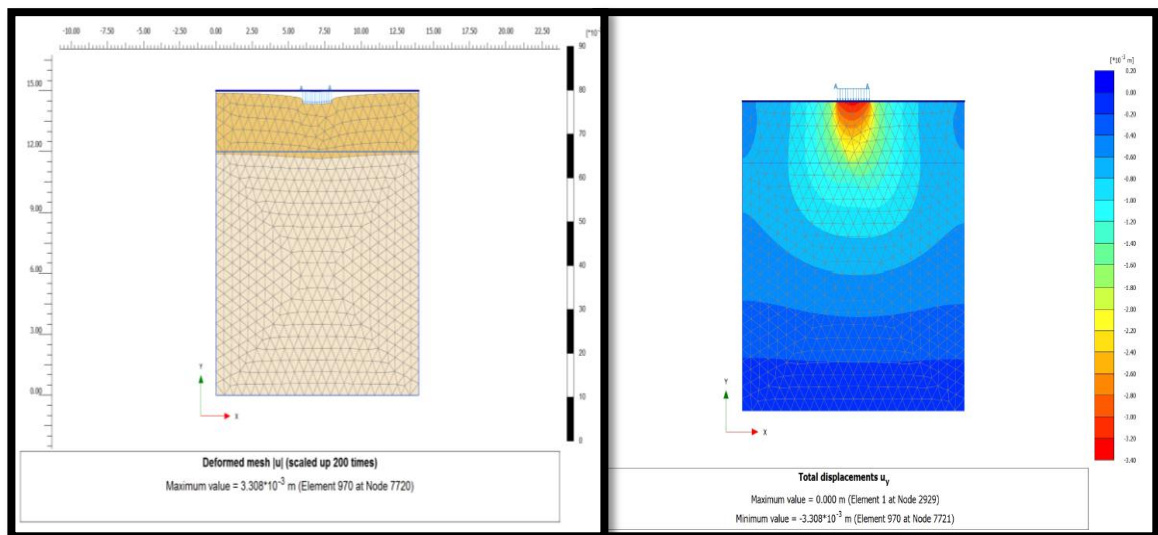
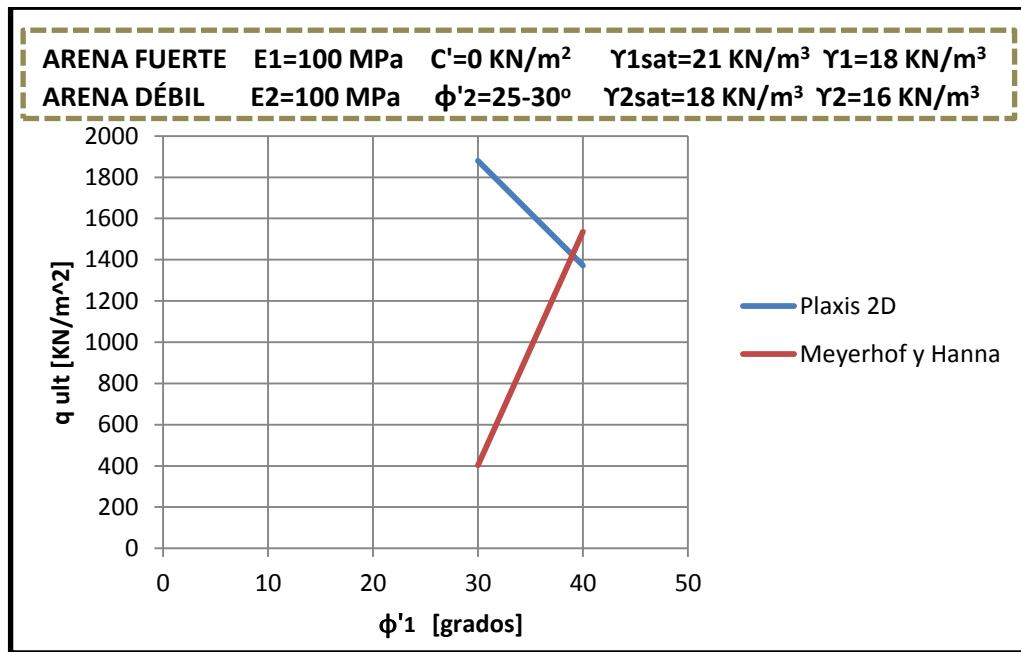


Figura 56. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (b), S.E.



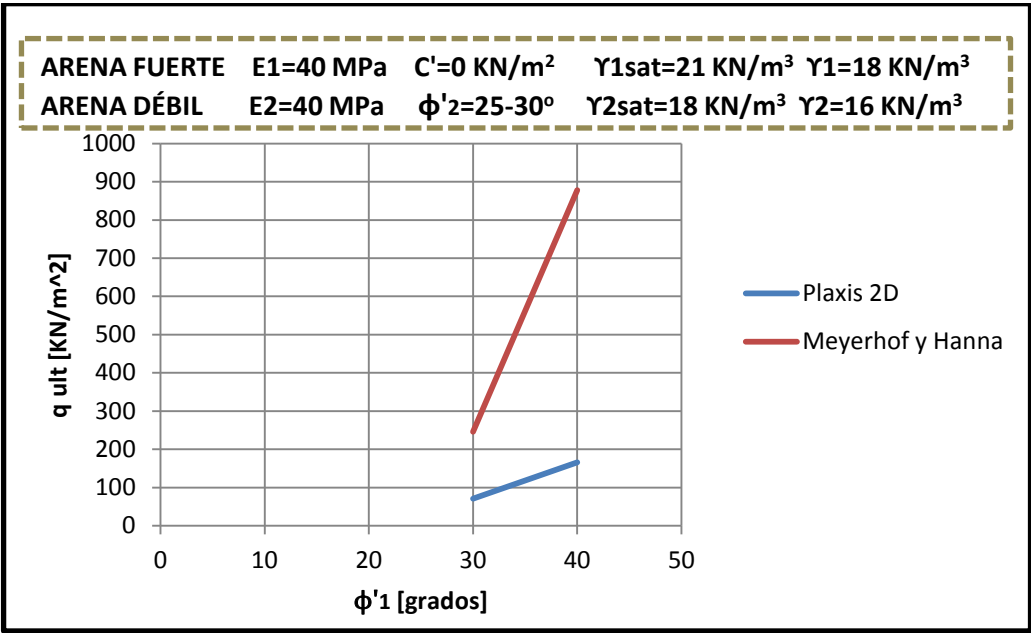
Según la gráfica 24b, el comportamiento cuando los dos estratos de arenas están saturados tiende a ser similar al caso I (b) de suelos estratificado, donde H es un metro, para estado seco ocurre una situación extraña difícil de explicar.

Gráfica 24. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (b), S.E: (a) en estado seco y (b) en estado saturado.



(a)

Gráfica 24. (Continuación)



(b)

(c) Arcilla Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 10. Datos usados en las ecuaciones clásicas, caso II (c) S.E.

DATOS DE ENTRADA			
ARCILLA FUERTE SATURADA			CONDICIÓN NO DRENADA
Y1	18	KN/m^3	
ϕ'1	0	grados	
Cu1	varia	KN/m^2	
H	3	m	
ARCILLA BLANDA SATURADA			
Y2	16	KN/m^3	
ϕ'2	0	grados	
Cu2	varia	KN/m^2	

El material falla por punzonamiento claramente.

Figura 57. Incremento de deformación desviadora y puntos plásticos, caso II (c), S.E.

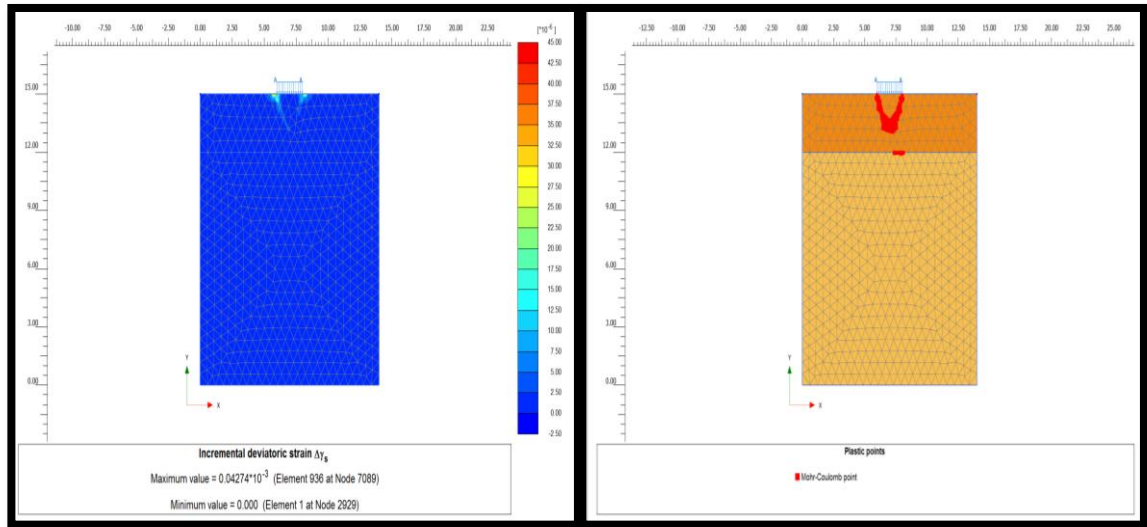
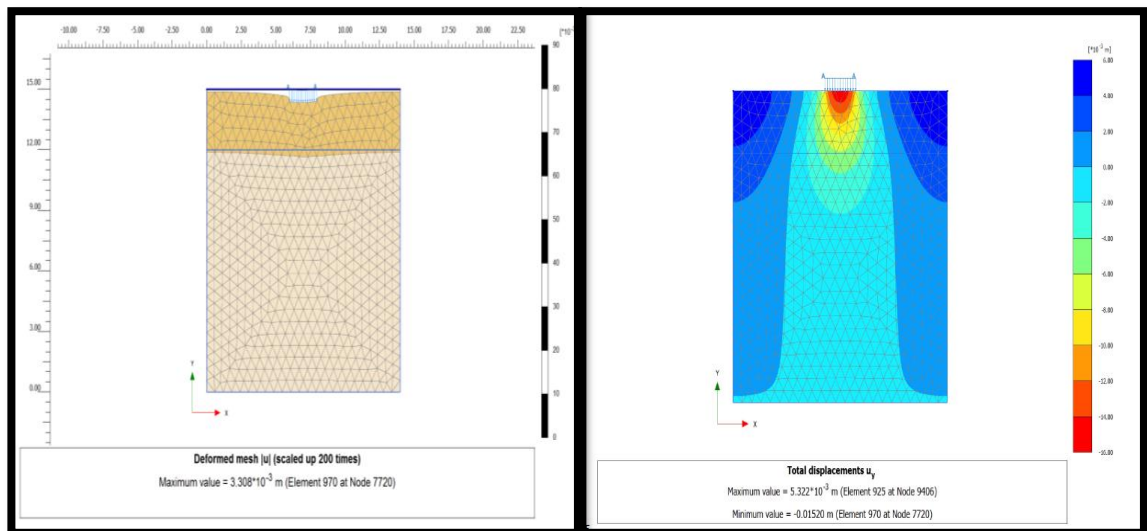
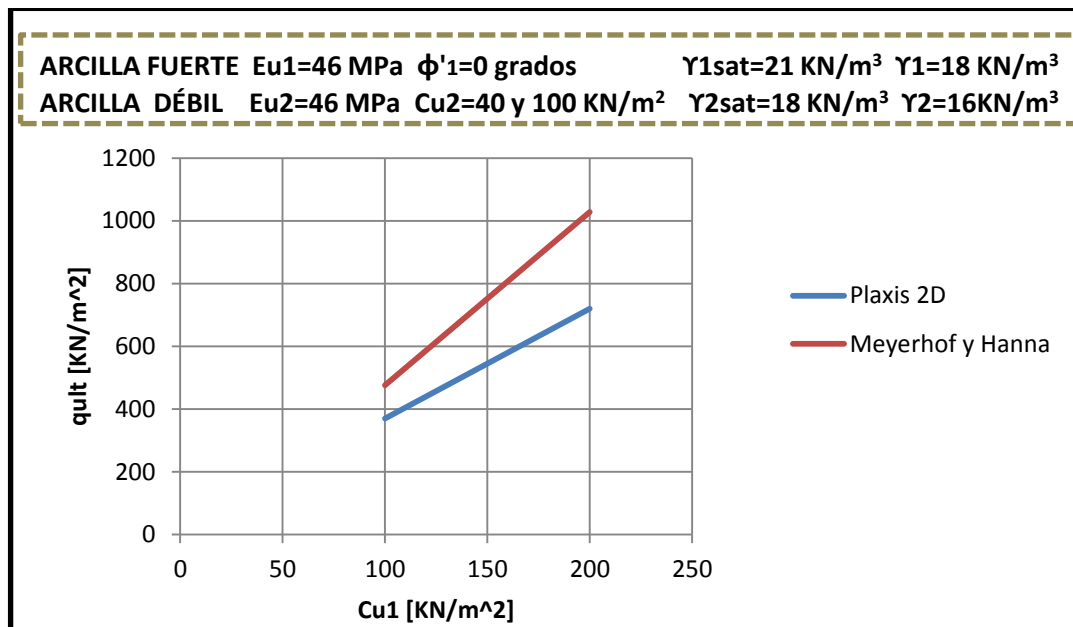


Figura 58. Deformación de la malla y desplazamientos verticales, U_y , caso II (c), S.E.



En los dos casos de arcilla de suelos estratificados ocurre el mismo comportamiento en el que los valores de Plaxis son similares a los teóricos para resistencias no drenadas bajas, y para resistencias altas son muy diferentes pero siempre más conservadores.

Gráfica 25. Comparación de valores de capacidad portante por varios métodos para caso II (c), S.E.



4. CONCLUSIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

Durante el desarrollo de los primeros capítulos de este trabajo de grado, se presentaron las ecuaciones de las teorías clásicas y el procedimiento efectuado en Plaxis 2D, para hallar la capacidad portante en cimentaciones, con el fin de llegar a comprender la forma como trabajan y poder determinar algunas de sus ventajas y desventajas.

En este capítulo se plantean las conclusiones a las que se llegaron con el análisis de los casos modelados y se presentan algunas recomendaciones que creemos se deben tener en cuenta para el complemento de este estudio.

4.2 CONCLUSIONES

Existe una influencia en los resultados de capacidad última del suelo por efectos de las dimensiones del medio analizado, en particular por la dimensión vertical del mismo. Teniendo en cuenta lo anterior, se utilizó una dimensión estándar de 14mX15m para todas las simulaciones en orden de evitar tal dependencia.

En suelos homogéneos los resultados sugieren que: en arenas y limos secos Plaxis arroja valores de capacidad portante mayores que los que ofrece la teoría. En arenas, arcillas y limos parcialmente saturados y saturados, los resultados mostrados por Plaxis son más conservadores por lo tanto las teorías indican que la influencia del agua no se tiene en cuenta convenientemente como lo hace el programa, esto se debe principalmente a que una vez se incluye el efecto del

agua en el programa, la envolvente de resistencia trabaja en términos de esfuerzos efectivos que son más cercanos a la envolvente de rotura del material, lo contrario sucede en el caso seco. Adicionalmente se observa que la línea de tendencia que describe los valores teóricos de capacidad portante en suelos arenosos tiene un comportamiento que incrementa exponencialmente cuando el ángulo de fricción es mayor a 30° haciendo que los factores de carga que dependen de este parámetro se incrementen considerablemente ocasionando dicho efecto e influyendo en la diferencia que existe con la línea de tendencia que genera Plaxis.

Vesic (1973), propone tener en cuenta la compresibilidad del material en la ecuación general de capacidad de carga ultima, debido a que según su teoría es uno de los factores que define el modo de falla, existiendo de esta forma un criterio numérico que permite predecir el tipo de rotura que se presenta en un material. Con este trabajo, la teoría de modo de falla de Vesic se vuelve discutible pues en todos los casos de suelos homogéneos al hallar el índice de rigidez I_r y el índice de rigidez critico $I_{r(c)}$ y compararlos entre sí, sugieren que siempre se presenta falla por corte general. Por el contrario, esto no sucede para todos los casos analizados donde se presentan desde el punto de vista numérico todos los tipos de rotura.

En suelos estratificados con capas rígidas de uno y tres metros de espesor ocurrieron situaciones tales como: en arena fuerte sobre arena débil y arcilla fuerte sobre arcilla débil el comportamiento de los valores de capacidad última por Plaxis, es similar al que se da en suelos homogéneos, puesto que se mantienen en posición conservadora con respecto a las teorías convencionales cuando en todo el perfil de suelo hay presencia de agua o está parcialmente saturado, y son menos conservadores cuando el material se encuentra totalmente seco. En arena

fuerte sobre arcilla débil para H igual a un metro los resultados de Plaxis indican que con estratos de arcillas de baja resistencia no drenada los valores de capacidad de carga tienden a ser mayores a los teóricos, mientras que cuando se tienen altas resistencias no drenadas son más conservadores, en cambio para este mismo caso con H igual a tres metros, y con resistencias no drenadas bajas el suelo mantiene un comportamiento similar al caso de suelos homogéneos arenosos en condiciones secas, pero para altas resistencias del estrato inferior la capacidad de carga obtenida por Plaxis es siempre superior independientemente de la variación del ángulo de fricción.

Con respecto al modo de falla que plantea la teoría de Meyerhof y Hanna (1978) para suelos estratificados con capa superior menor a la base del cimiento la falla a presentarse será por punzonamiento en el estrato fuerte y por corte general en el estrato débil, mientras que si la profundidad de la capa rígida es mayor a la base del cimiento la falla se dará únicamente en el primer estrato y esta será por corte general. En la mayoría de simulaciones realizadas en el programa para casos como los anteriormente descritos se presentaron puntos de plastificación que no permiten identificar el tipo de falla, sin embargo se observaron superficies de rotura en uno o ambos estratos.

Un aspecto muy importante de resaltar en la creación del modelo de elementos finitos en Plaxis, es que a medida en que se aumenta el grado de refinamiento global también aumenta el número de elementos obteniendo resultados de mayor exactitud, como lo describe el anexo D.

BIBLIOGRAFÍA

CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: Limusa, 1979. Pág. 281.

DAS M, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson editores, 1999. Capítulo 3.

“Determinación de la fórmula de Capacidad Portante de Terzaghi” (<http://es.scribd.com/doc/53379763/DETERMINACION-DE-LA-FORMULA-DE-CAPACIDAD-PORTANTE-DE-TERZAGHI>)

MING. Zhu. Bearing Capacity of Strip Footings on Two-layer Clay Soil by Finite Element Method. USA: Department of civil and Environmental Engineering – University of Michigan. 2004.

N. Kotake, F. Tatsuoka, T. Tanaka, M.S.A. Siddiquee, & C.C. Huang. FEM Simulation of the Bearing Capacity of Level Reinforced Sand Ground Subjected to Footing Load. USA: Industrial Fabrics Association International, 2002.

Thornburn, Peck & Hanson. Ingeniería de Cimentaciones. México: Limusa, 2000. Pág. 393-394

Turner, M., R. W. Clough, H. C. Martin & L.J. Topp. Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, J. Aeronautical Science 23 (9), 1956, pág. 805-823

“Principios del Método de Análisis por Elementos Finitos”. Internet: (http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lim/jimenez_p_a/capitulo2.pdf)

RAMIREZ CONTRERAS, Ronald & SALCEDO BARRETO, Yovanny. Comparación de los métodos de esfuerzo-deformación y equilibrio límite en la

modelación de estabilidad de taludes utilizando los software Plaxis y Slope/W. Bucaramanga, 2006. 64-68 p. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingeniería Civil. Programa de Geotecnia.

RICO RODRÍGUEZ, Alfonso & DEL CASTILLO, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas. México: Limusa, 2005. Pág. 20

Wikipedia, “Método de los Elementos Finitos”. Internet: (http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_de_los_elementos_finitos)

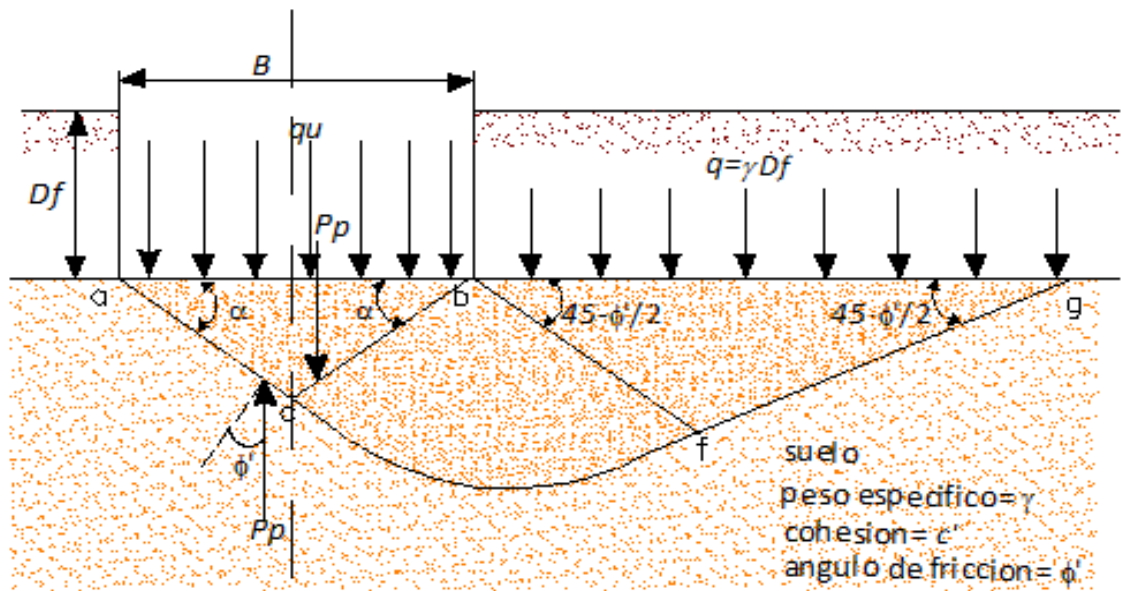
Yingren Zheng, Xiaosong Tang, Shangyi Zhao, Chujian Deng & Wenjie Lei. Strength Reduction and Step-loading Finite Element Approaches in Geotechnical Engineering. China: Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2009.

ANEXOS

Anexo A. Determinación de la Fórmula de Capacidad Portante de Terzaghi

A continuación se presentan los procedimientos de cálculo necesarios para llegar a la ecuación que sugirió Terzaghi (1943) para determinar la capacidad de carga última de una cimentación corrida ($L \gg B$), que según se observa en la figura 1.A propuesta por el mismo autor, es el caso de falla general por corte.

Figura 1.A. Análisis para un cimiento corrido



Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Das (1999). Pág 155

La línea cf es un arco de espiral definido por:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.0 A)$$

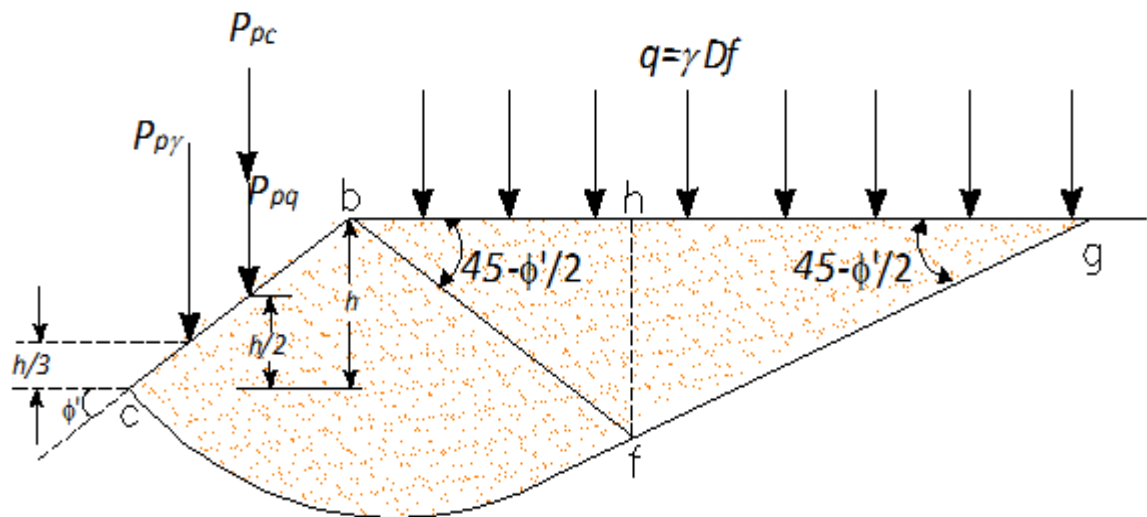
Con el criterio de falla de Coulomb expresado por $\tau = \sigma' \tan(\phi') + c'$, se determinará la resistencia al corte τ del suelo de cimentación.

Al considerar las caras ac y bc de la cuña triangular y obtener la fuerza pasiva requerida para la falla en cada cara, se puede determinar la capacidad portante última, q_u , del suelo. Al observar las figuras 1.A y 2.A, La fuerza pasiva P_p por unidad de longitud del cimiento en la sección transversal está dada por:

$$P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} \quad (1.1 A)$$

Donde, P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$, son las contribuciones de fuerza pasiva de la sobrecarga, q , de la cohesión, c , y del peso específico, γ , respectivamente.

Figura 2.A. Fuerzas pasivas sobre la superficie ac de la cuña abc .



Fuente: Determinación de la fórmula de capacidad portante de Terzaghi. Samuel Laura Huanca (2009). Pág 7.

❖ Para determinar P_{pq} con $\varphi' \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c' = 0$, se sigue el procedimiento descrito a continuación:

En la figura 3.A se observa el diagrama de cuerpo libre de la superficie de falla del suelo $bcfh$, donde el centro de la espiral está en b y las fuerzas que actúan sobre el cuerpo debido solamente a la sobrecarga q son:

P_{pq} = Presión Pasiva.

q = Sobrecarga.

F = La fuerza de resistencia a la fricción a lo largo del arco cf .

$$E_q = qK_p H_d = qH_d \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.2 A)$$

Dónde: E_q = Empuje pasivo de Rankine debido a la sobrecarga.

$$H_d = \overline{fh}$$

$$K_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

De acuerdo a la ecuación 1.0 A, la línea radial cf hace un ángulo φ' con la normal, por lo tanto, la línea de acción de la fuerza F pasará por b . Al hacer momentos con respecto al punto b , se obtiene:

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q(\overline{bh}) \left(\frac{\overline{bh}}{2} \right) + E_q \left(\frac{H_d}{2} \right) \quad (1.3 A)$$

Luego se determinan las relaciones para $r_0, r_1, \overline{bh}$, y H_d en función de B y φ' :

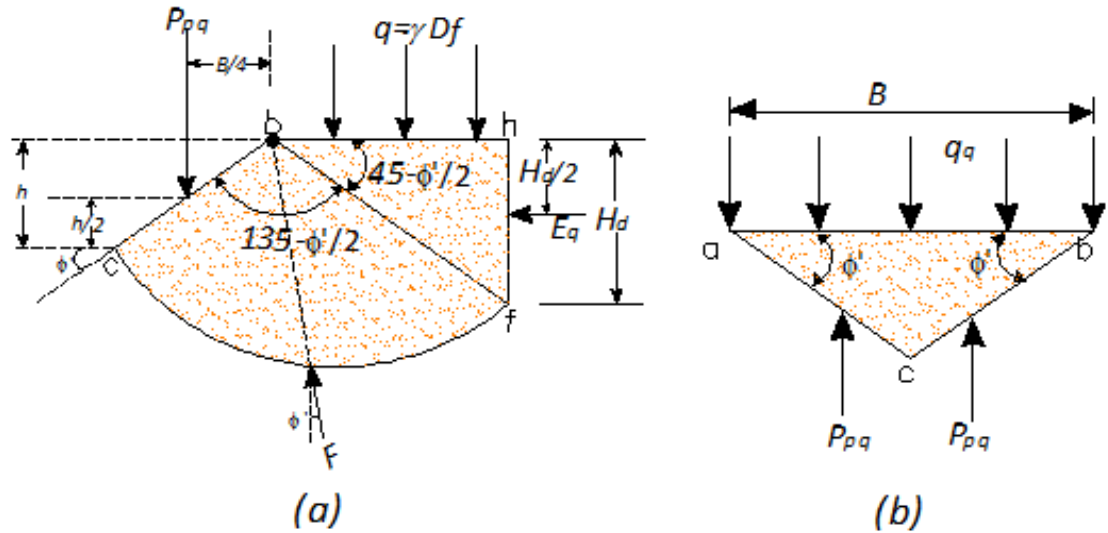
$$\overline{bc} = r_0 = \left(\frac{B}{2} \right) \frac{1}{\cos \varphi'} \quad (1.4 A)$$

$$\overline{bf} = r_1 = r_0 e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \tan \varphi'} \quad (1.5 A)$$

$$\overline{bh} = r_1 \cos \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.6 A)$$

$$H_d = r_1 \sin \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.7 A)$$

Figura 3.A. Determinación de P_{pq} .



Fuente: Determinación de la fórmula de capacidad portante de Terzaghi. Samuel Laura Huanca (2009). Pág 9.

Se reemplazan las ecuaciones 1.2 A, 1.4 A, 1.5 A y 1.7 A, en la ecuación 1.3 A, para obtener la siguiente expresión simplificada:

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\frac{B}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{\cos \varphi'} \right)^2 e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \tan \varphi'} \cos^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.8 A)$$

Luego se despeja P_{pq} y se simplifica aplicando propiedades trigonométricas adecuadas, para obtener su respectiva ecuación:

$$P_{pq} = \frac{qBe^{2\left(\frac{3\pi}{4}-\frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{4\cos^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)} \quad (1.9A)$$

Considerando la estabilidad de la cuña abc bajo el cimiento de la figura 3.A b, se tiene que:

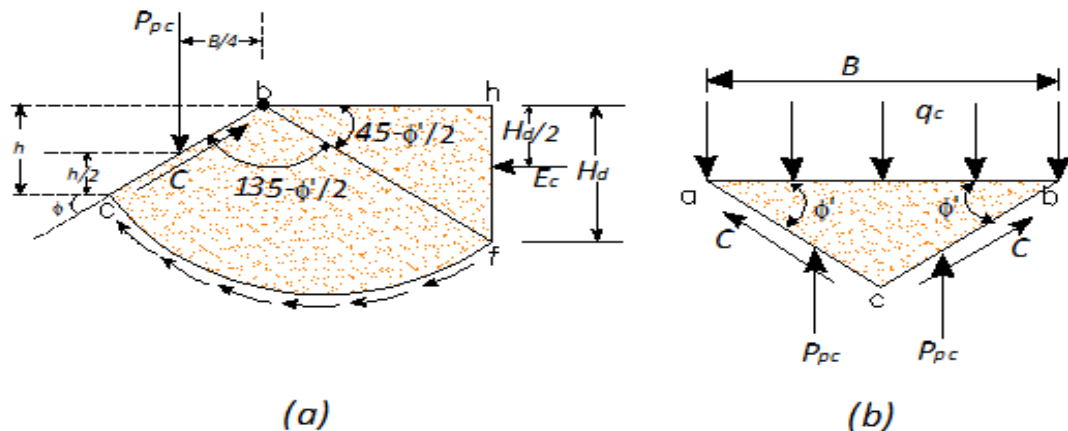
$$q_q(Bx1) = 2P_{pq} \quad (1.10 A)$$

Donde q_q es la carga por unidad de área aplicada al cimiento, y la cual se halla con la siguiente ecuación obtenida de reemplazar la ecuación 1.9 A en la ecuación 1.10 A:

$$q_q = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4}-\frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (1.11 A)$$

❖ Para determinar P_{pc} con $\phi' \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c' \neq 0$, se describe el siguiente procedimiento:

Figura 4.A. Determinación de P_{cp} .



Fuente: Determinación de la fórmula de capacidad portante de Terzaghi. Samuel Laura Huanca (2009). Pág 11.

En la figura 4.A se observa el diagrama de cuerpo libre de la superficie de falla del suelo $bcfh$, donde el centro de la espiral también se encuentra en b y las fuerzas que actúan sobre el cuerpo debido solamente a la cohesión c son:

P_{pc} = Presión Pasiva.

C = Fuerza Cohesiva = $c(bc \times 1)$

c' = La fuerza cohesiva por unidad de área a lo largo del arco cf .

$$E_c = 2c' \sqrt{K_p} H_d = 2c' H_d \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.12 A)$$

Dónde: E_c = Empuje pasivo de Rankine debido a la cohesión.

Al hacer momentos en el punto b , se obtiene:

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = E_c \left[\frac{r_1 \sin \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right)}{2} \right] + M_c \quad (1.13 A)$$

Dónde: M_c = es el momento debido a la cohesión a lo largo de cf :

$$M_c = \frac{c'}{2 \tan \varphi'} (r_1^2 - r_0^2) \quad (1.14 A)$$

Al realizar el mismo procedimiento descrito anteriormente para obtener P_{pq} , se llega a la ecuación siguiente:

$$P_{cp} = \frac{c'B}{2 \cos \varphi'} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \tan \varphi'} \right) + \frac{c'B}{2 \sin \varphi' \cos \varphi'} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \tan \varphi'} \right) - \frac{c'B}{2 \sin \varphi' \cos \varphi'} \quad (1.15 A)$$

Considerando la estabilidad de la cuña abc bajo el cimientto de la figura 4b, se tiene que:

$$q_c B = c' B \tan \varphi' + 2P_{pc} \quad (1.16 A)$$

q_c es la carga por unidad de área del cimientto.

Al reemplazar la ecuación 1.15 A en la ecuación 1.16 A y aplicar artificios trigonométricos para su simplificación se obtiene lo siguiente:

$$q_c = c' \cot \varphi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tan \varphi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)} - 1 \right] = c' N_c = c' \cot \varphi' (N_q - 1) \quad (1.17 A)$$

❖ Para determinar $P_{p\gamma}$ ($\varphi' \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c' = 0$), se lleva a cabo el procedimiento descrito a continuación:

La figura 5.A muestra el diagrama de cuerpo libre de la cuña $bcfh$. Para este caso el centro de la espiral, del que cf es un arco, está en el punto O y no en el punto b como en los casos anteriores, esto se debe a que el mínimo valor de $P_{p\gamma}$ tiene que ser determinado por varias pruebas. Las fuerzas por unidad de longitud que actúan en la masa de suelo que deben ser consideradas son:

$P_{p\gamma}$ = Presión Pasiva.

W = Peso de la masa de suelo $bcfh$

F = Resultante de la fuerza de fricción que actúa en el arco cf .

$$E_\gamma = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1.18 A)$$

Dónde: E_c =Empuje pasivo de Rankine debido al peso específico del suelo, γ .

Al hacer momentos con respecto al punto O, se tiene:

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + E_\gamma l_e \quad (1.19 A)$$

δ = Ángulo de fricción del muro.

Para la cuña abc se sustituye $H = B \tan \varphi'$, $\delta = \varphi'$, $K_p = K_{p\gamma}$ y $\alpha = 180^\circ - \varphi'$ en la ecuación 1.21 A, y se tiene que:

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma B^2 \frac{\tan \varphi'}{\cos^2 \varphi'} K_{p\gamma} \quad (1.22 A)$$

$K_{p\gamma}$ es el coeficiente de empuje pasivo.

Se reemplaza la ecuación 1.22 A en la ecuación 1.21 A para obtener la siguiente expresión:

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} \frac{K_{p\gamma} \tan \varphi'}{\cos^2 \varphi'} - \frac{\tan \varphi'}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.23 A)$$

La ecuación para determinar la capacidad portante última del suelo está dada por:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \quad (1.24 A)$$

Al reemplazar las relaciones para q_c , q_q y q_γ , dadas en las ecuaciones 1.17 A, 1.11 A y 1.23 A, respectivamente, en la ecuación 1.24 A, se tiene lo siguiente:

Para Cimentación Corrida

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.25 A)$$

Anexo B. Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos fue inicialmente desarrollado por Richard Courant (1943)⁹, pero mejorado en 1956 por Turner, Clough, Martín y Topp¹⁰ quienes presentaron el FEM con una definición más amplia, la cual fue utilizada por otros autores quienes con sus contribuciones la adaptaron para su aplicación en problemas de cualquier campo.

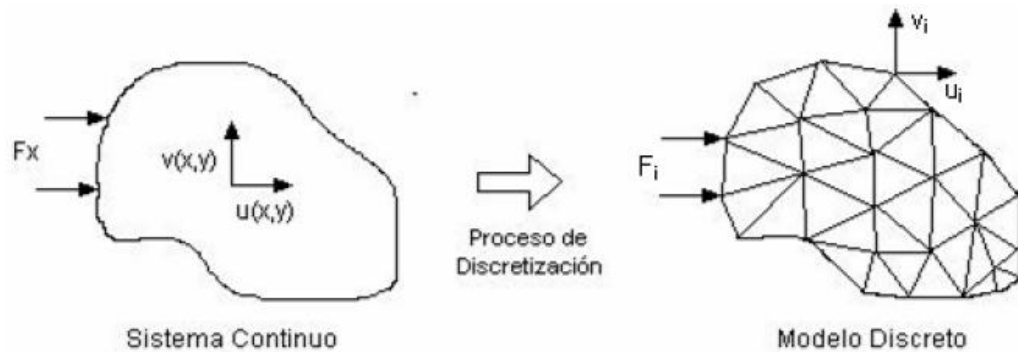
Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre-proceso. De acuerdo con estas relaciones de adyacencia o conectividad se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales. La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema y el número de ecuaciones es proporcional al número de nodos.

La idea principal del MEF es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos.

⁹ "Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations, Bulletin of American Mathematical Society". 1943. pág. 1-43

¹⁰ Turner, M., R. W. Clough, H. C. Martin y L.J. Topp. Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, J. Aeronautical Science 23 (9), 1956, pag. 805-823

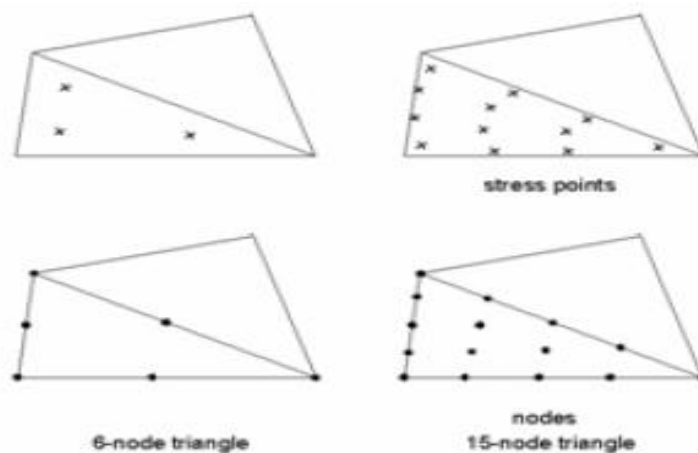
Figura 1.B. Proceso de discretización en el método de elementos finitos



Fuente: PLAXIS Reference Manual. Pág. 17

Sobre los nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema, a las cuales se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo. Los grados de libertad son las variables que determinan el estado y/o posición del nodo y a partir de estas se puede calcular el resto de incógnitas de interés que para el caso de la mecánica de suelos, serían los desplazamientos y las presiones de poros causadas por el nivel freático presente en el suelo.

Figura 2.B. Posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos de suelo



Fuente: PLAXIS Reference Manual. Pág. 17

Planteando la ecuación diferencial que rige el comportamiento del sistema continuo para el elemento, se llega a fórmulas que relacionan el comportamiento en el interior del mismo con el valor que tomen los grados de libertad nodales. Este paso se realiza por medio de funciones de interpolación, ya que éstas “interpolan” el valor de la variable nodal dentro del elemento. El problema se plantea utilizando calculo matricial, ya que resulta menos compleja la manipulación de matrices mediante ordenadores. Conocidas las matrices que definen el comportamiento del elemento, estas se ensamblan formando un conjunto de ecuaciones algebraicas, lineales o no, que al resolverlas proporcionan los valores de los grados de libertad en los nodos del sistema.

En este trabajo no se pretende explicar las bases de la matemática matricial, solo se pretende hacer una revisión de algunos conceptos y los pasos a seguir durante la formulación y solución de problemas de ingeniería que emplean el método de elementos finitos. A continuación se describen las funciones de interpolación con las que trabaja PLAXIS 2D.

Funciones de Interpolación para elementos lineales

En un elemento, el campo de desplazamiento $\underline{u} = (u_x u_y)^T$ se obtiene a partir de los valores nodales discretos de un vector $\underline{v} = (v_1 v_2 \dots \dots v_n)^T$ usando funciones de interpolación ensambladas en la matriz $\underline{N}$:

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (1.0 B)$$

Para elementos lineales se tiene que la posición local, ξ , de un punto conocido, se puede escribir para la componente de desplazamiento u :

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi) v_i \quad (1.1 B)$$

Dónde: v_i : Valores nodales

$N_i(\xi)$: Valor de la función de forma del nodo i en la posición ξ

$u(\xi)$: Valor resultante en la posición ξ

n : Número de nodos por elemento

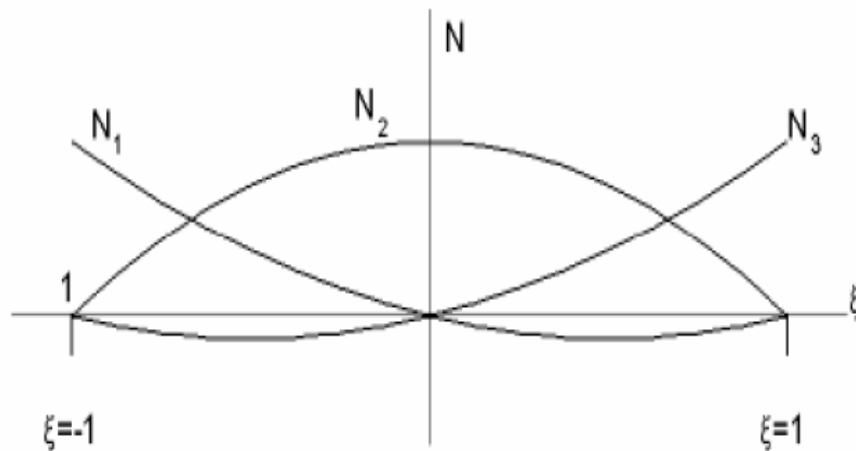
Por medio del ejemplo que se ilustra en la figura 3, de un elemento lineal de tres nodos, las funciones de interpolación conocidas como funciones de forma N_i para cuando los nodos de 1 a 3 están en $\xi = -1, 0$ y 1 , son dadas por:

$$N_1 = -\frac{1}{2}(1 - \xi)\xi$$

$$N_2 = (1 + \xi)(1 - \xi)$$

$$N_3 = \frac{1}{2}(1 + \xi)\xi$$

Figura 3.B. Funciones de forma para un elemento lineal de tres nodos



Fuente: PLAXIS Reference Manual. Pág. 15

La figura 4, muestra cuando se usan elementos lineales de 5 nodos, los cuales se localizan en $\xi = -1, 0.5, 0, 0.5$ y 1 , y cuyas ecuaciones están dadas por:

$$N_1 = -\frac{(1-\xi)(1-2\xi)\xi(-1-2\xi)}{6}$$

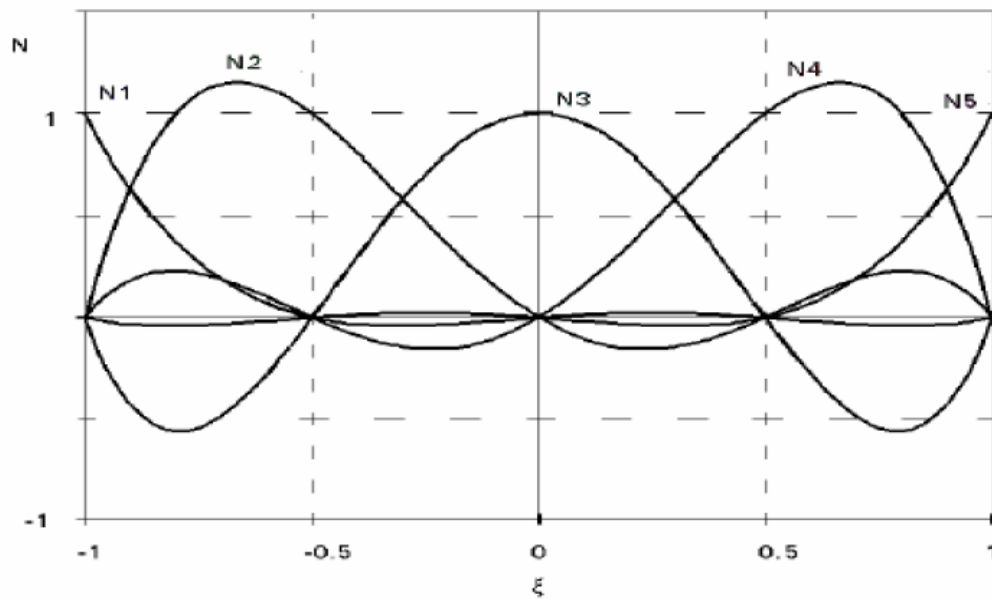
$$N_2 = \frac{4(1-\xi)(1-2\xi)\xi(-1-\xi)}{3}$$

$$N_3 = (1-\xi)(1-2\xi)(-1-2\xi)(-1-\xi)$$

$$N_4 = 4\frac{(1-\xi)\xi(-1-2\xi)(-1-\xi)}{3}$$

$$N_5 = \frac{(1-2\xi)\xi(-1-2\xi)(-1-\xi)}{6}$$

Figura 4.B.Funciones de forma para un elemento lineal de cinco nodos



Fuente: PLAXIS Reference Manual, Pág. 22.

Para elementos triangulares se manejan dos coordenadas locales (ξ y η). Adicionalmente, se usa una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$. En la figura 5, se

observa la numeración local y posicionamiento de nodos en un elemento triangular de 15 nodos, cuyas ecuaciones de forma se expresan de la siguiente manera:

$$N_1 = \zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)/6$$

$$N_2 = \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6$$

$$N_3 = \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6$$

$$N_4 = 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1)$$

$$N_5 = 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1)$$

$$N_6 = 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1)$$

$$N_7 = \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3$$

$$N_8 = \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3$$

$$N_9 = \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3$$

$$N_{10} = \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3$$

$$N_{11} = \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3$$

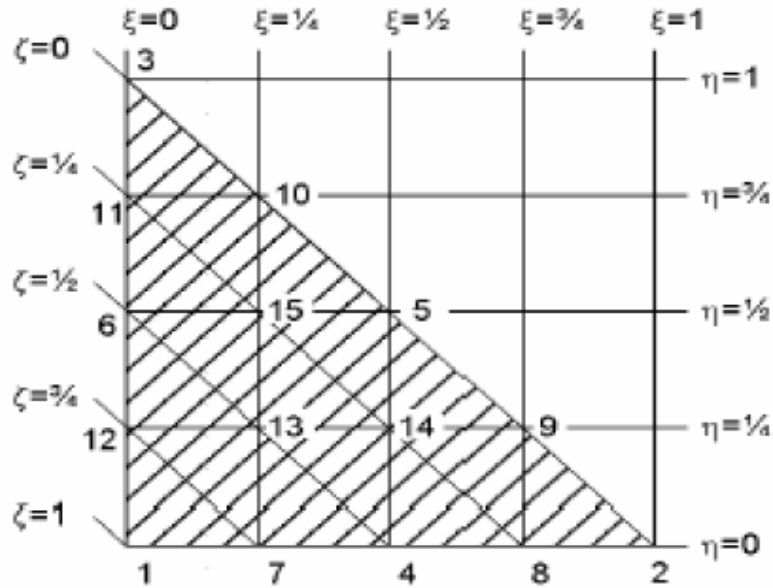
$$N_{12} = \eta\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3$$

$$N_{13} = 32\eta\xi\zeta(4\zeta - 1)$$

$$N_{14} = 32\eta\xi\zeta(4\xi - 1)$$

$$N_{15} = 32\eta\xi\zeta(4\eta - 1)$$

Figura 5.B. Numeración local y posicionamiento de nodos en un elemento triangular de 15 nodos.



Fuente: PLAXIS Scientific Manual. Pág. 5

Integración numérica de elementos lineales

La integral sobre cierta línea o área esta numéricamente estimada como:

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi) w_i \quad (1.2 B)$$

Dónde: $F(\xi)$: Valor de la función F en la posición ξ_i

w_i : Factor de peso para el punto i

Hay dos métodos de integración muy utilizados en esta parte de análisis, el primero de ellos es la integración de Newton-Cotes, donde los puntos ξ_i son escogidos en la posición de los nodos, y el segundo de ellos se llama integración

de Gauss, donde menor cantidad de puntos en lugares especiales pueden ser usados para obtener una alta precisión.

Tabla 1.B.Integración de Newton- Cotes.

Nº DE NODOS	ξ_i	w_i
2	± 1	1
3	$\pm 1, 0$	1/3, 4/3
4	$\pm 1, \pm 1/3$	1/4, 3/4
5	$\pm 1, \pm 1/2, 0$	7/45, 32/45, 12/45

Tabla 2.B. Integración de Gauss.

Nº DE PUNTOS	ξ_i	w_i
1	0.000000...	2
2	$\pm 0.577350...(\pm 1/\sqrt{3})$	1
3	$\pm 0.774596...(\pm \sqrt{0.6})$ 0.000000...	0.555555...(5/9) 0.88888...(8/9)
4	$\pm 0.861136...$ $\pm 0.339981...$	0.347854 0.652145
5	± 0.906179 $\pm 0.538469...$ 0.00000000...	0.236926 0.478628 0.568888

Integración numérica de elementos triangulares

La integración numérica para elementos triangulares está dada por la siguiente expresión:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (1.3 B)$$

El método de integración usado en este caso es la integración de Gauss. Para elementos de 6 nodos la integración se basa en tres puntos, mientras que para

elementos de 15 nodos, esta se basa en 12 puntos. En las tablas 3 y 4 se pueden observar la posición de factores de peso de los puntos de integración para elementos de 6 y 15 nodos, respectivamente.

Tabla 3.B. Integración de Gauss para elementos de seis nodos.

PUNTO	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 y 3	1/6	1/6	2/3	1/3

Tabla 4.B. Integración de Gauss para elementos de 15 nodos.

PUNTO	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 y 3	0.063089...	0.063089...	0.873821...	0.050845...
4...6	0.249286...	0.249286...	0.501426...	0.116786...
7...12	0.310352...	0.053145...	0.636502...	0.082851...

Anexo C: Resultados y Simulaciones en Plaxis 2D

1. SUELOS HOMOGÉNEOS

1.1 CASO I

(a) Arena Seca

Tabla1.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso I (a), S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento de los materiales	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	30E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	1.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	20.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 1.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso I (a), S.H.

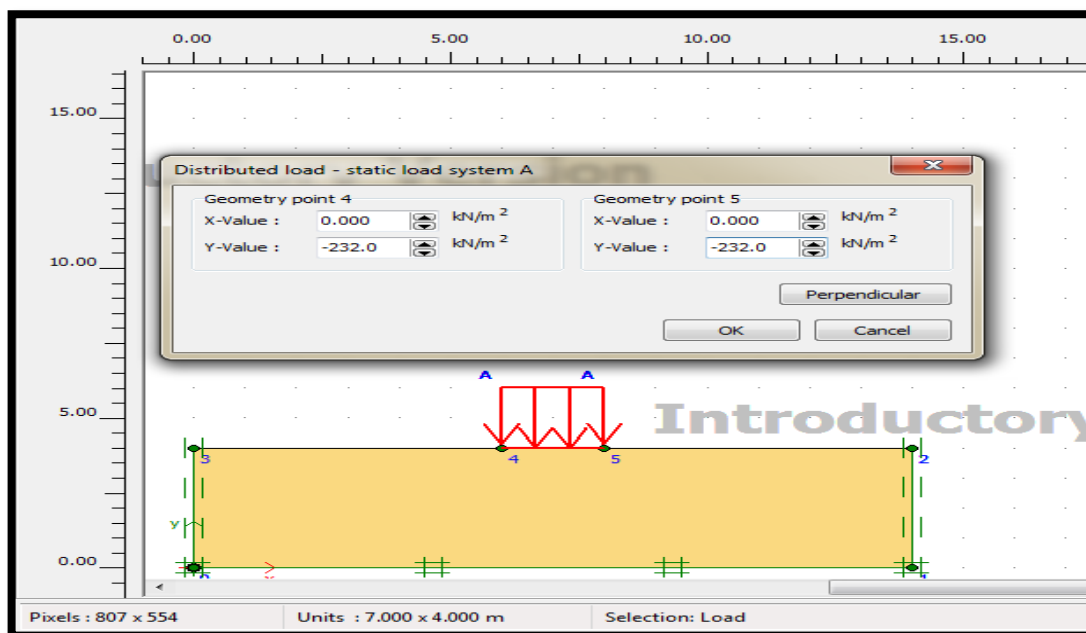


Tabla 2.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (a), S.H.

		qult [KN/m ²]			
ϕ' [grados]	E [Mpa]	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
20	30	66	97	97	232
	60	66	97	97	232
	100	66	97	97	232
	200	66	97	97	232
	300	66	97	97	232
	400	66	97	97	232
25	30	150	196	196	404
	60	150	196	196	404
	100	150	196	196	404
	200	150	196	196	404
	300	150	196	196	404
	400	150	196	196	404
30	30	344	403	403	549
	60	344	403	403	549
	100	344	403	403	549

	200	344	403	403	549
	300	344	403	403	549
	400	344	403	403	549
35	30	817	865	865	401
	60	817	865	865	401
	100	817	865	865	401
	200	817	865	865	401
	300	817	865	865	401
	400	817	865	865	401
40	30	2076	1969	1969	153
	60	2076	1969	1969	153
	100	2076	1969	1969	153
	200	2076	1969	1969	153
	300	2076	1969	1969	153
	400	2076	1969	1969	153

Tabla 3.C. Desplazamientos totales y verticales en Plaxis 2D, caso I (a), S.H.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENT Uy [m]	
			Uy Max	Uy Min
20	30	0.1287	0.0434	-0.1157
	60	0.06435	0.0217	-0.0579
	100	0.03861	0.0130	-0.0347
	200	0.01931	0.0065	-0.0174
	300	0.01287	0.0043	-0.0116
	400	0.00965	0.0033	-0.0087
25	30	0.1	0.0070	-0.0971
	60	0.05001	0.0035	-0.0486
	100	0.03001	0.0021	-0.0291
	200	0.01500	0.0011	-0.0146
	300	0.01	0.0001	-0.0097

	400	0.00750	0.0005	-0.0073
30	30	0.01658	0.0000	-0.0165
	60	0.00829	0.0000	-0.0083
	100	0.00498	0.0000	-0.0050
	200	0.00249	0.0000	-0.0025
	300	0.001658	0.0000	-0.0017
	400	0.00124	0.0000	-0.0012
35	30	0.04708	0.0000	-0.0469
	60	0.02354	0.0000	-0.0235
	100	0.01413	0.0000	-0.0141
	200	0.00706	0.0000	-0.0070
	300	0.00471	0.0000	-0.0047
	400	0.00353	0.0000	-0.0035
40	30	0.01073	0.0000	-0.0107
	60	0.00536	0.0000	-0.0054
	100	0.00322	0.0000	-0.0032
	200	0.00161	0.0000	-0.0016
	300	0.00107	0.0000	-0.0011
	400	0.00080	0.0000	-0.0008

(b) Limos Secos

Tabla 4.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso I (b), S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr	-
Tipo de comportamiento de los materiales	Type	Coulomb	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	Drained	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	18.00	KN/m ³
		21.00	
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	100E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	25.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	20.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 2.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso I (b) S.H.

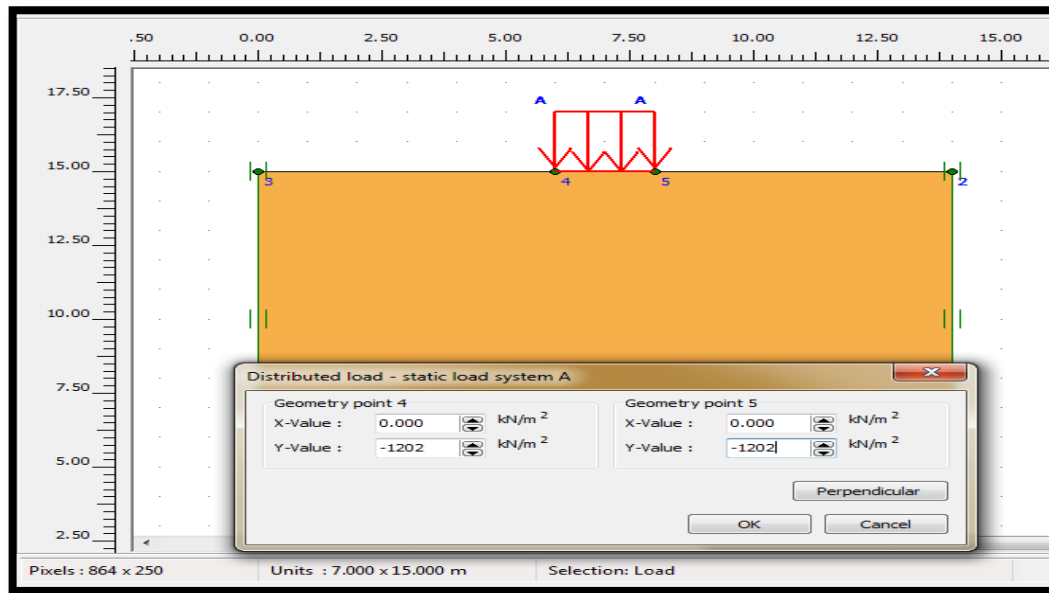


Tabla 5.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (b), S.H.

c' [KN/m ²]	φ' [grados]	E [Mpa]	qult [KN/m ²]			
			Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
15	20	40	331	320	320	1064
		100	331	320	320	1064
	25	40	527	507	507	1780
		100	527	507	507	1780
	30	40	902	855	855	2155
		100	902	855	855	2155
20	20	40	419	394	394	1125
		100	419	394	394	1125
	25	40	653	610	610	1834
		100	653	610	610	1834
	30	40	1088	1006	1006	2805
		100	1088	1006	1006	2805
25	20	40	508	468	468	1202

		100	508	468	468	1202
	25	40	779	714	714	1940
		100	779	714	714	1940
	30	40	1273	1157	1157	2560
		100	1273	1157	1157	2560

Tabla 6.C. Desplazamientos totales y verticales, caso I (b), Plaxis 2D.

c' [KN/m ²]	Φ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAM. TOTALES U [m]	DESPLAZAMIEN. Uy [m]	
				Uy Max.	Uy Min.
15	20	40	0.3959	0	-0.3934
		100	0.15840	0	-0.1574
	25	40	0.4943	0	-0.491
		100	0.19770	0	-0.1964
	30	40	0.3808	0	-0.3801
		100	0.15230	0	-0.152
20	20	40	0.3908	0	-0.3889
		100	0.15630	0	-0.1555
	25	40	0.5349	0	-0.532
		100	0.21400	0	-0.2128
	30	40	0.3108	0	-0.3101
		100	0.12430	0	-0.1241
25	20	40	0.4357	0	-0.4336
		100	0.17430	0	-0.1734
	25	40	0.5649	0	-0.5617
		100	0.22600	0	-0.2247
	30	40	0.4624	0	-0.4617
		100	0.18500	0	-0.1847

1.2 CASO II

(a) Arena Saturada

Tabla 7.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso II (a), S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	30E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	1.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	35.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 3.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso II (a), S.H.

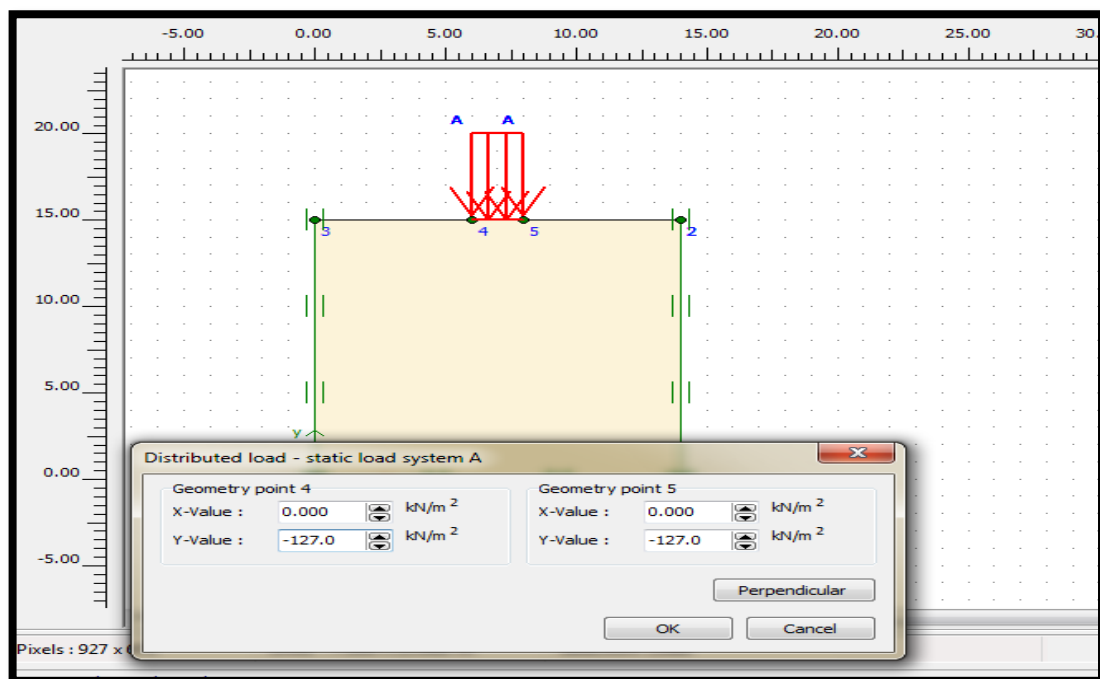


Tabla 8.C. Resultados y comparación de carga ultima, q_{ult} , para el caso II (a) en suelos homogéneos.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	q_{ult} [KN/m ²]			
		Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
30	30	210	246	246	73
	100	210	246	246	73
	300	210	246	246	73
35	30	500	528	528	127
	100	500	528	528	127
	300	500	528	528	127
40	30	1268	1203	1203	194
	100	1268	1203	1203	194
	300	1268	1203	1203	194

Tabla 9.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (a), Plaxis 2D.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
			Uy Max	Uy Min.
30	30	0.01357	0	-0.01333
	100	0.00407	0	-4.00E-03
	300	0.001357	0	-1.33E-03
35	30	0.03296	0	-0.03046
	100	0.009888	0	-9.14E-03
	300	0.003296	0	-3.05E-03
40	30	0.03223	0	-0.03192
	100	0.009669	0	-9.58E-03
	300	0.003223	0	-3.19E-03

(b) Arcilla Saturada

Tabla 10.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso II (b), S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Undrained C	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18,00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21,00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E_u	115E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν_u	0.5	-
Cohesión (constante)	Su_{ref}	160.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	0.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	very fine	-

Figura 4.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso II (b) S.H.

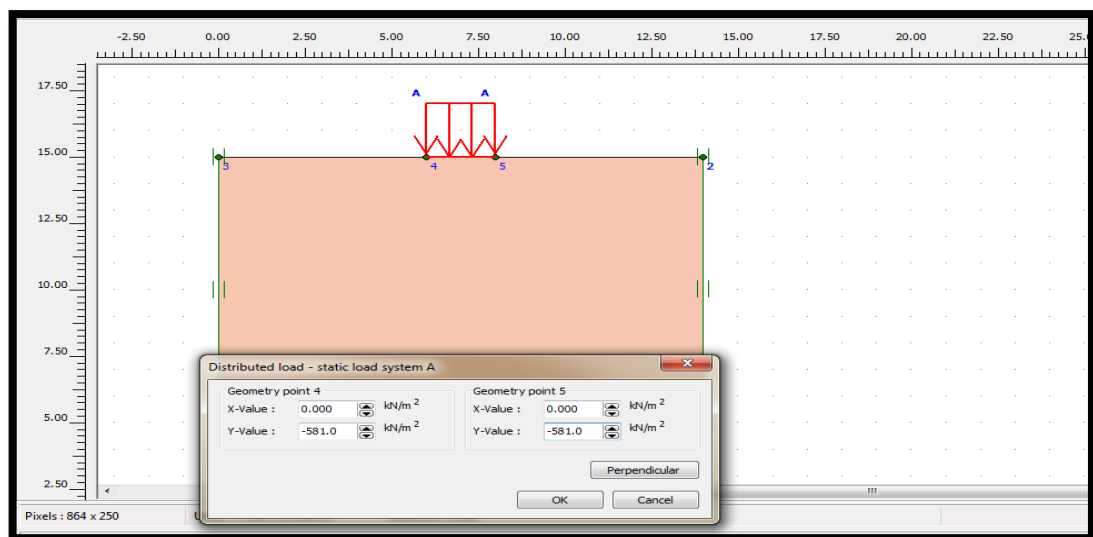


Tabla 11.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso II (b), S.H.

C_u [KN/m ²]	Eu [Mpa]	qult [KN/m ²]	
		Terzaghi	Plaxis 2D
40	46	228	162
	115	228	162
100	46	570	371
	115	570	371
160	46	912	581
	115	912	581

Tabla 12.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (b), Plaxis 2D.

C_u [KN/m ²]	Eu [Mpa]	DESPLAZAMIENT TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
			Uy Max.	Uy Min.
40	46	0.0068520	0.00254	-0.00685
	115	0.00274	0.0009015	-0.002741
100	46	0.01480	0.005186	-0.0148
	115	0.00592	0.002075	-0.005922
160	46	0.02273	0.008085	-0.02273
	115	0.00909	0.003234	-0.009091

(c) Limo Saturado

Tabla 13.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso II (c), S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	40E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	15.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 5.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso II (c) S.H.

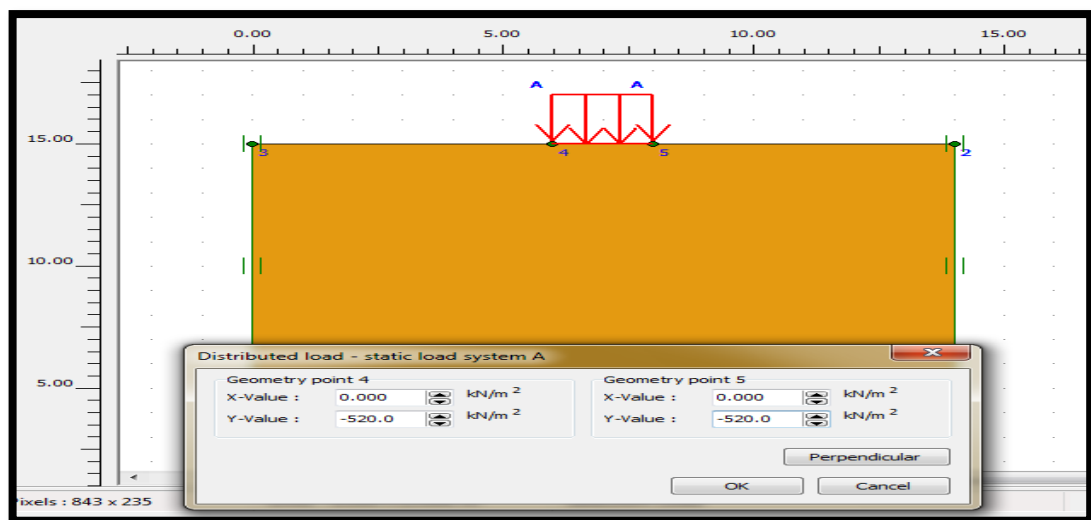


Tabla 14.C. Resultados y comparación de carga ultima, *qult*, para el caso II (c) en S.H.

c' [KN/m^2]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	qult [KN/m^2]			
			Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
15	20	40	305	282	282	250
		100	305	282	282	250
	30	40	768	699	699	520
		100	768	699	699	520
25	20	40	482	430	430	400
		100	482	430	430	400
	30	40	1140	1000	1000	800
		100	1140	1000	1000	800

Tabla 15.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (c) S.H, Plaxis 2D.

c' [KN/m^2]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENT TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
				Uy Max.	Uy Min.
15	20	40	0.05578	0.004623	-0.05461
		100	0.02231	0.001849	-0.02185
	30	40	0.1032	0.001876	-0.1014
		100	0.04130	0.000750	-0.04054
25	20	40	0.09386	0.008024	-0.09229
		100	0.03754	0.00321	-0.03692
	30	40	0.1536	0	-0.1524
		100	0.06145	0	-0.06097

1.3 CASO III

(a) Arenas con N.F=1 m

Tabla 16.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (a) con N.F=2 m, S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	300E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C'_{ref}	1.0	KN/m ²
Angulo de fricción	φ'	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 6.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso III (a), con N.F.=2 m, S.H.

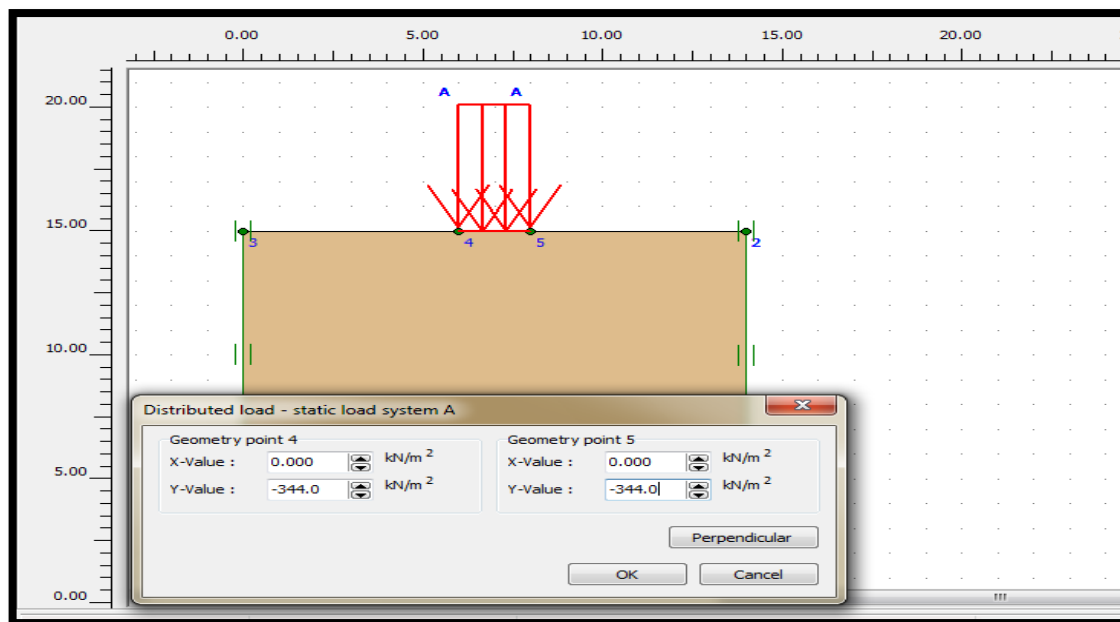


Tabla 17.C. Resultados de carga ultima, q_{ult} , obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso III (a) con N.F.=1m, S.H.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	q_{ult} [KN/m ²]			
		Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
30	30	277	325	325	248
	100	277	325	325	248
	300	277	325	325	248
35	30	658	696	696	270
	100	658	696	696	270
	300	658	696	696	270
40	30	1672	1586	1586	324
	100	1672	1586	1586	324
	300	1672	1586	1586	324

Tabla 18.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (a) con N.F=1 m, S.H

ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
			Uy Max.	Uy Min.
30	30	0.06215	0	-0.06124
	100	0.01864	0	-0.01837
	300	0.006215	0	-0.006124
35	30	0.05318	0	-0.05304
	100	0.01595	0	-0.01591
	300	0.005318	0	-0.005304
40	30	0.05584	0	- 0.05575
	100	0.01675	0	-0.01672
	300	0.00558	0	-0.005575

- Arenas con N.F=2m

Tabla 19.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso III (a) con N.F=2 m, S.H.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	qult [KN/m^2]			
		Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
30	30	344	403	403	344
	100	344	403	403	344
	300	344	403	403	344
35	30	817	865	865	441
	100	817	865	865	441
	300	817	865	865	441
40	30	2076	1969	1969	446
	100	2076	1969	1969	446
	300	2076	1969	1969	446

Tabla 20.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (a) con N.F=2 m, S.H.

ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
			Uy Max	Uy Min
30	30	0.08245	0	-0.0821
	100	0.02474	0	-0.0246
	300	0.008245	0	-0.0082
35	30	0.09327	0	-0.0930
	100	0.02798	0	-0.0279
	300	0.009327	0	-0.0093
40	30	0.08041	0	-0.0803
	100	0.02412	0	-0.0241
	300	0.008041	0	-0.0080

(c) Arcillas con N.F=1 m

Tabla 21.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (b) con N.F=1 m, S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	100E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	30.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	20.0	°

Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Very fine	-

Figura 7.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso III (b) con N.F=1 m, S.H.

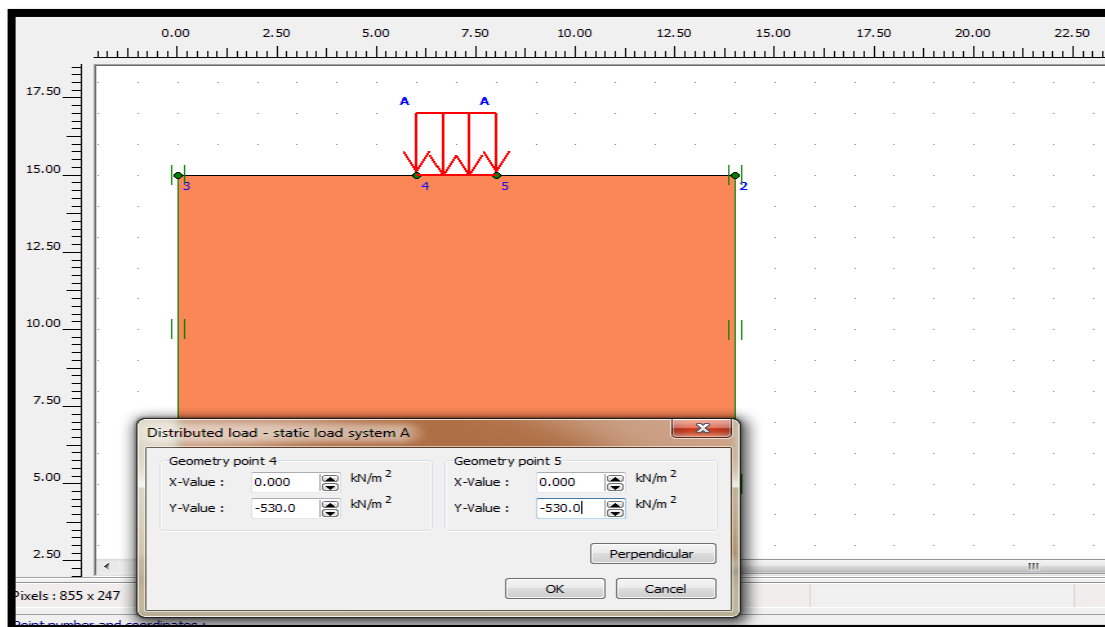


Tabla 22.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (b) con N.F=1 m, S.H.

			qult [KN/m^2]			
c' [KN/m^2]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
20	20	40	407	375	375	380
		100	407	375	375	380
	30	40	1021	928	928	740
		100	1021	928	928	740
30	20	40	583	523	523	530
		100	583	523	523	530

	30	40	1392	1229	1229	1015
		100	1392	1229	1229	1015

Tabla 23.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (b) con N.F=1 m, S.H.

c' [KN/m ²]	φ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
				Uy Max	Uy Min
20	20	40	0.1134	0.01413	-0.10890
		100	0.04535	0.00565	-0.04358
	30	40	0.1366	0.00000	-0.13590
		100	0.05464	0.00000	-0.05438
30	20	40	0.188	0.03676	-0.17810
		100	0.07522	0.01470	-0.07124
	30	40	0.1945	0.00000	-0.19370
		100	0.07780	0.00000	-0.07746

- Arcillas con N.F=2 m

Tabla 24.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (b) con N.F=2 m, S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			

Módulo de Young (constante)	E'	100E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C'_{ref}	20.0	KN/m ²
Angulo de fricción	φ'	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Very fine	-

Figura 8.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso III (b) con N.F=2 m, S.H.

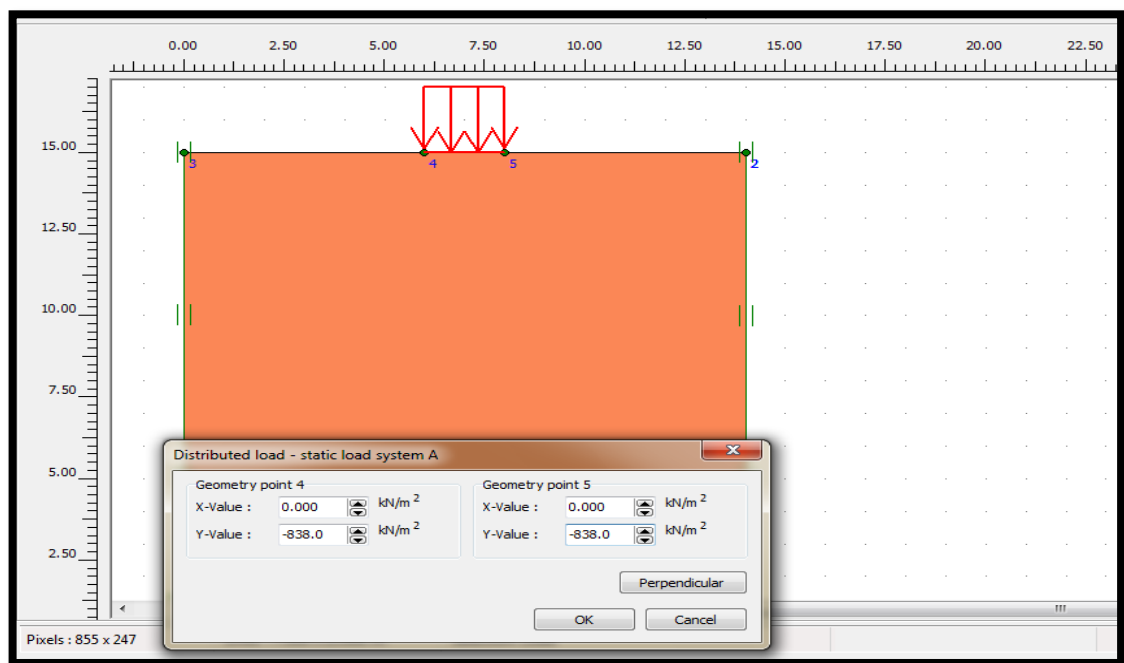


Tabla 25.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso III (b) con N.F=2 m, S.H.

			qult [KN/m ²]			
c' [KN/m ²]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
20	20	40	419	394	394	440
		100	419	394	394	440
	30	40	1088	1006	1006	838
		100	1088	1006	1006	838
30	20	40	596	542	542	592
		100	596	542	542	592
	30	40	1459	1307	1307	1140
		100	1459	1307	1307	1140

Tabla 26.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (b) con N.F=2 m, S.H

			DESPLAZAMIENTOS U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
c' [KN/m ²]	ϕ' [grados]	E [Mpa]		Uy Max.	Uy Min.
20	20	40	0.1101	0	-0.1087
		100	0.04405	0	-0.04349
	30	40	0.1559	0	-0.1553
		100	0.06234	0	-0.06214
30	20	40	0.2125	0.0384	-0.2026
		100	0.08500	0.0153	-0.08105
	30	40	0.2212	0	-0.2203
		100	0.08847	0	-0.0881

(c) Limos con N.F=1m

Tabla 27.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (c) con N.F=1 m, S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	100E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C'_{ref}	15.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	20.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 9.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso III (c) con N.F=1 m, S.H.

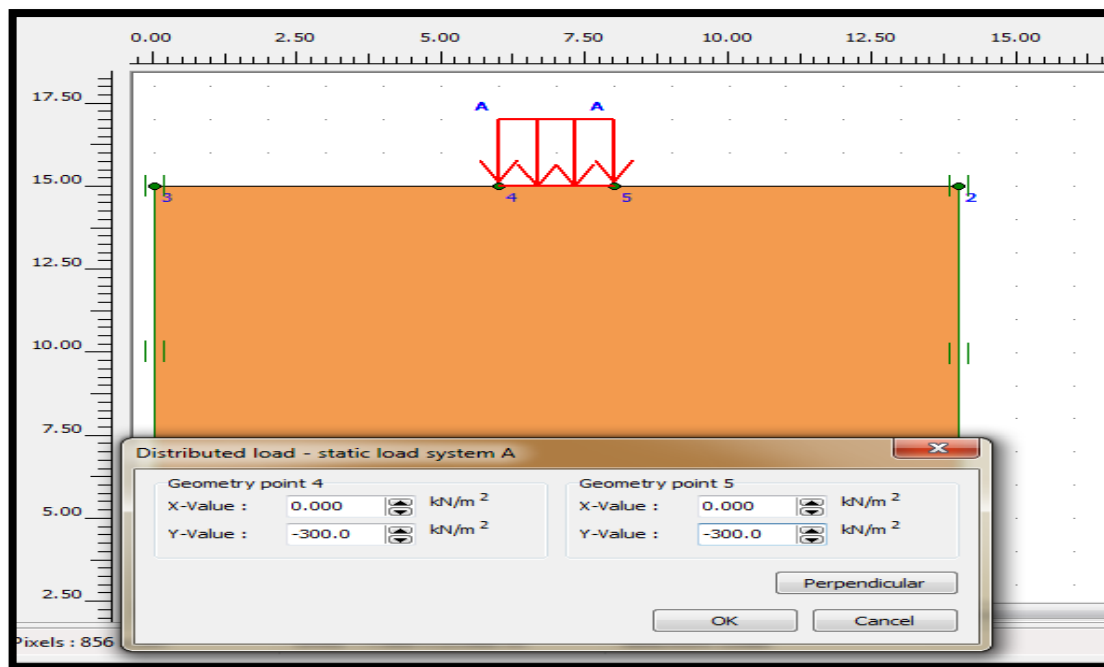


Tabla 28.C. Resultados de carga ultima, q_{ult} , obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso III (c) con N.F=1 m, S.H.

			q_{ult} [KN/m ²]			
c' [KN/m ²]	[grados]	E [Mpa]	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
15	20	40	318	301	301	300
		100	318	301	301	300
	30	40	835	777	777	660
		100	835	777	777	660
25	20	40	495	449	449	460
		100	495	449	449	460
	30	40	1206	1078	1078	940
		100	1206	1078	1078	940

Tabla 29.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (c) con N.F=1 m, S.H.

c' [KN/m ²]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	DESPLAZAMIE NTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
				Uy Max	Uy Min
15	20	40	0.08273	0.0068	-0.0801
		100	0.03309	0.0027	-0.0320
	30	40	0.1299	0.0000	-0.1288
		100	0.05196	0.0000	-0.0515
25	20	40	0.2373	0.0836	0.0836
		100	0.09491	0.0335	-0.0852
	30	40	0.1505	0.0000	-0.1499
		100	0.06020	0.0000	-0.0600

- **Limos con N.F=2 m**

Tabla 30.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso III (C) con N.F=2 m, S.H.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General (constantes)			
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb	-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	KN/m ³
Parameters (variables)			
Módulo de Young (constante)	E'	40E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	25.0	KN/m ²

Angulo de fricción	ϕ'	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	°
Flow parameters			
Tipo de suelo	Type	Fine	-

Figura 10.C. Carga que produce el colapso en Plaxis 2D, para Caso III (c) con N.F=2 m, S.H.

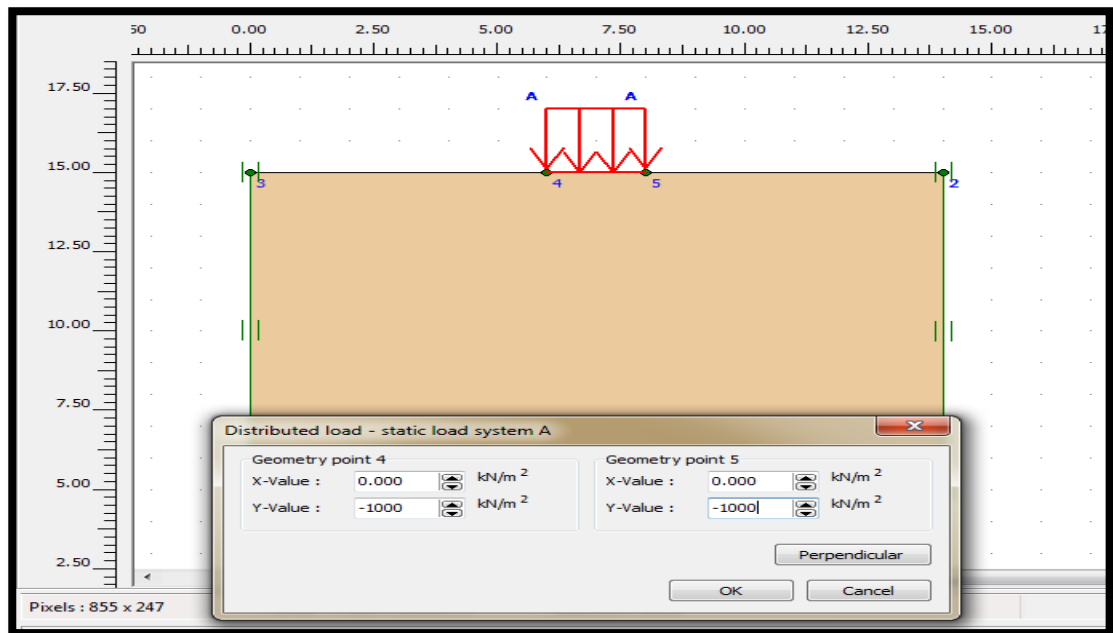


Tabla 31.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso III (c) con N.F=2 m, S.H.

			<i>qult</i> [KN/m ²]			
<i>c'</i> [KN/m ²]	ϕ' [grados]	E [Mpa]	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
15	20	40	331	320	320	358
		100	331	320	320	358
	30	40	902	855	855	820
		100	902	855	855	820
25	20	40	508	468	468	510
		100	508	468	468	510
	30	40	1273	1157	1157	1000
		100	1273	1157	1157	1000

Tabla 32.C. Desplazamientos totales y verticales, caso III (c) con N.F=2 m, S.H.

			DESPLAZAMIENT TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
<i>c'</i> KN/m ²	ϕ' grados	E [Mpa]		Uy Max.	Uy Min.
15	20	40	0.1101	0.01317	-0.106
		100	0.04403	0.005267	-0.04239
	30	40	0.1388	0	-0.1382
		100	0.05550	0	-0.05529
25	20	40	0.1321	0.000023	-0.1305
		100	0.05285	0.000009	-0.05219
	30	40	0.1504	0	-0.1501
		100	0.06017	0	-0.06006

2. SUELOS ESTRATIFICADOS (S.E)

2.1 CASO II

(a) Arena Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 33.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso I(a), S.E.

Parámetro	Nombre	Valor		Unidad
General (constantes)		Estrato superior	Estrato Inferior	
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb		-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	Undrained C	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	16.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	18.00	KN/m ³
Parameters (variables)				
Módulo de Young (constante)	E'	40E3	46E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	0.5	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	1.0	150	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	35.0	0.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	0.0	°
Flow parameters				
Tipo de suelo	Type	Fine		-

Tabla 34.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (a), S.E.

ARENA FUERTE		ARCILLA BLANDA		q ultm [KN/m^2]	
ϕ'_1 [grados]	E [Mpa]	Cu [KN/m^2]	Eu [Mpa]	MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
30	40	50	46	280	255
	100		115	280	255
	40	75	46	403	255
	100		115	403	255
35	40	50	46	284	294
	100		115	284	294
	40	150	46	815	376
	100		115	815	376
40	40	50	46	283	310
	100		115	283	310
	40	150	46	824	805
	100		115	824	805

Tabla 35.C. Desplazamientos totales y verticales, caso I (a), Plaxis 2D, S.E.

ARENA FUERTE		ARCILLA BLANDA		DESPLAZAMIENT TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENT Uy [m]	
ϕ'_1 [grados]	E Mpa	Cu KN/m^2	Eu Mpa		Uy Max	Uy Min
30	40	50	46	0.0290	0.0042	-0.0279
	100		115	0.0116	0.0017	-0.0112
	40	75	46	0.0229	0.0034	-0.0217
	100		115	0.0092	0.0014	-0.0087
35	40	50	46	0.0284	0.0048	-0.0284
	100		115	0.0114	0.0019	-0.0114
	40	150	46	0.0216	0.0050	-0.0215
	100		115	0.0086	0.0020	-0.0086
40	40	50	46	0.0328	0.0054	-0.0328
	100		115	0.0131	0.0021	-0.0131
	40	150	46	0.0865	0.0129	-0.0847
	100		115	0.0346	0.0051	-0.0339

(b) Arena Fuerte / Arena Débil

Tabla 36.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso I(b) en estado seco, S.E.

Parámetro	Nombre	Valor		Unidad
General (constantes)		Estrato superior	Estrato Inferior	
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb		-
Tipo de comportamiento del material	Type	Drained	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	16.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	18.00	KN/m ³
Parameters (variables)				
Módulo de Young (constante)	E'	40E3	40E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	ν'	0.3	0.3	-
Cohesión (constante)	C' _{ref}	1.0	1.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	40.0	30.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	0.0	°
Flow parameters				
Tipo de suelo	Type	Fine		-

Tabla 37.C. Resultados de carga ultima, *q_{ult}*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (b) en estado seco, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DÉBIL	E [Mpa]	q ultm [KN/m^2]	
$\phi'1$ [grados]	$\phi'2$ [grados]		MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
30	25	40	368	1610
		100	368	1610
40	30	40	702	1965
		100	702	1965

Tabla 38.C. Desplazamientos totales y verticales, caso I (b) en estado seco, Plaxis 2D, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DÉBIL	E Mpa	DESPLAZAMIENT. TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTO Uy [m]	
$\phi'1$ grados	$\phi'2$ grados			Uy Max	Uy Min
30	25	40	0.4337	0	-0.433
		100	0.1735	0	-0.173
40	30	40	0.1681	0	-0.168
		100	0.06723	0	-0.067

- Arena Fuerte / arena Débil en estado saturado**

Tabla 39.C. Resultados de carga ultima, *q_{ult}*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (b) en estado saturado, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DÉBIL	E [Mpa]	q ultm [KN/m^2]	
$\phi'1$ [grados]	$\phi'2$ [grados]		MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
30	25	40	203	72
		100	203	72
40	30	40	385	230
		100	385	230

Tabla 40.C. Desplazamientos totales y verticales, caso I (b) en estado saturado, Plaxis 2D, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DÉBIL	E Mpa	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
ϕ'_1 [grados]	ϕ'_2 [grados]			Uy max	Uy min
30	25	40	0.01226	0	-0.01191
		100	0.004905	0	-0.004765
40	30	40	0.04711	0	-0.04526
		100	0.01885	0	-0.01811

(c) Arcilla Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 41.C. Parámetros usados en Plaxis 2D para ejemplo tipo del caso I (c), S.E.

Parámetro	Nombre	Valor		Unidad
General (constantes)		Estrato superior	Estrato inferior	
Modelo de material	Model	Mohr Coulomb		-
Tipo de comportamiento del material	Type	Undrained C	Undrained C	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.00	16.00	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	21.00	18.00	KN/m ³
Parameters (variables)				
Módulo de Young (constante)	Eu'	115E3	115E3	KN/m ²
El coeficiente de Poisson	$\nu u'$	0.5	0.5	-

Cohesión (constante)	Cu'_{ref}	100.0	40.0	KN/m ²
Angulo de fricción	ϕ'	0.0	0.0	°
Angulo de dilatancia	ψ	0.0	0.0	°
Flow parameters				
Tipo de suelo	Type	Fine		-

Tabla 42.C. Resultados de carga ultima, *qult*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso I (c), S.E.

ARCILLA FUERTE	ARCILLA DÉBIL	Eu [Mpa]	q ultm [KN/m ²]	
Cu ₁ [KN/m ²]	Cu ₂ [KN/m ²]		MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
100	40	46	296	195
		115	296	195
200	100	46	704	460
		115	704	460

Tabla 43.C. Desplazamientos totales y verticales, caso I (c), Plaxis 2D, S.E.

ARCILLA FUERTE	ARCILLA DEBIL	Eu [Mpa]	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTO S Uy [m]	
Cu ₁ [KN/m ²]	Cu ₂ KN/m ²			Uy Max	Uy Min
100	40	46	0.0081	0.0028	-0.0081
		115	0.0033	0.0011	-0.0033
200	100	46	0.0183	0.0064	-0.0183
		115	0.0073	0.0026	-0.0073

2.2 CASO II

(a) Arena Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 44.C. Resultados de carga ultima, q_{ult} , obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso II (a), S.E.

ARENA FUERTE		ARCILLA BLANDA		q_{ult} [KN/m ²]	
ϕ'_1 [grados]	E [Mpa]	C_u [KN/m ²]	E_u [Mpa]	MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
30	40	50	46	403	490
	100		115	403	490
	40	75	46	403	600
	100		115	403	600
35	40	50	46	484	536
	100		115	484	536
	40	150	46	865	640
	100		115	865	640
40	40	50	46	461	500
	100		115	461	500
	40	150	46	1247	905
	100		115	1247	905

Tabla 45.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (a), Plaxis 2D, S.E.

ARENA FUERTE		ARCILLA BLANDA		DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS U_y [m]	
ϕ'_1 grados	E Mpa	C_u KN/m ²	E_u Mpa		U_y Max	U_y min
30	40	50	46	0.0802	0.0102	-0.0798
	100		115	0.0321	0.0041	-0.0319
	40	75	46	0.0925	0.0091	-0.0917
	100		115	0.0370	0.0036	-0.0367
35	40	50	46	0.0794	0.0122	-0.0793
	100		115	0.0317	0.0049	-0.0317
	40	150	46	0.0579	0.0072	-0.0579
	100		115	0.0232	0.0029	-0.0232

40	40	50	46	0.0379	0.0056	-0.0379
	100		115	0.0152	0.0023	-0.0152
	40	150	46	0.0624	0.0086	-0.0623
	100		115	0.0250	0.0034	-0.0249

(b) Arena Fuerte / Arena Débil

Tabla 46.C. Resultados de carga ultima, *q_{ult}*, obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso II (b) en condición Saturada, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DEBIL	E [Mpa]	q ultm [KN/m^2]	
ϕ'_1 [grados]	ϕ'_2 [grados]		MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
30	25	40	246	71
		100	246	71
40	30	40	878	166
		100	878	166

Tabla 47.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (b) en condición saturada, Plaxis 2D, S.E.

ARENA FUERTE	ARENA DÉBIL	E Mpa	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
ϕ'_1 grados	ϕ'_2 grados			Uy Max	Uy Min
30	25	40	0.01134	0	-0.0109
		100	0.004538	0	-0.0043
40	30	40	0.0082710	0	-0.0082
		100	0.003308	0	-0.0033

(c) Arcilla Fuerte / Arcilla Débil

Tabla 48.C. Resultados de carga ultima, q_{ult} , obtenidos en Plaxis 2D y por teorías clásicas, para el caso II (c), S.E.

ARCILLA FUERTE	ARCILLA DEBIL	Eu [Mpa]	q ultm [KN/m^2]	
Cu ₁ [KN/m^2]	Cu ₂ [KN/m^2]		MEYERHOF Y HANNA	PLAXIS 2D
100	40	46	476	370
		115	476	370
200	100	46	1028	720
		115	1028	720

Tabla 49.C. Desplazamientos totales y verticales, caso II (c) en condición saturada, Plaxis 2D, S.E.

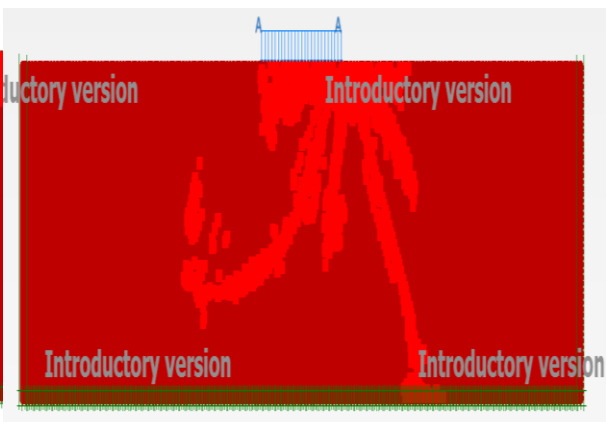
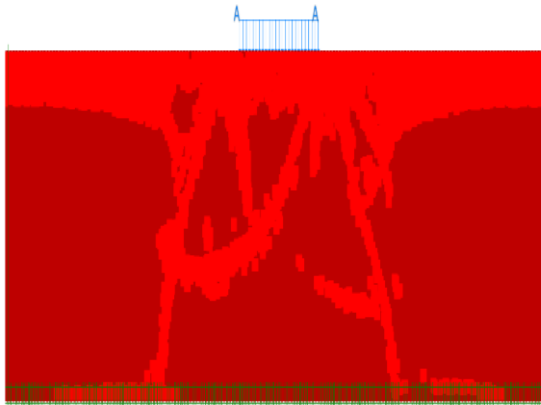
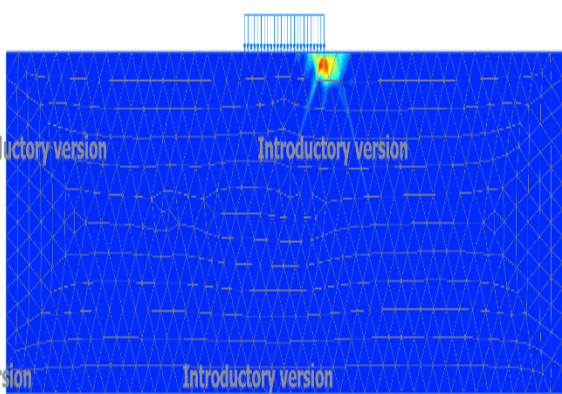
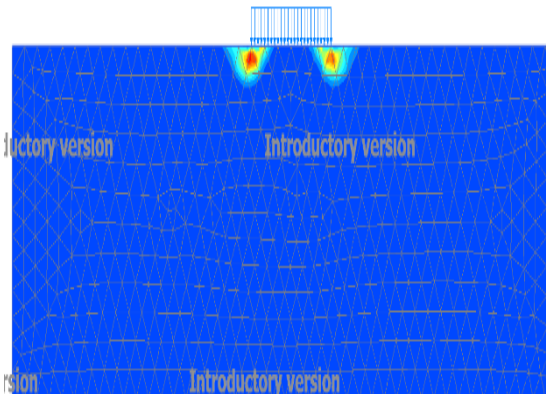
ARCILLA FUERTE	ARCILLA DEBIL	Eu Mpa	DESPLAZAMIENTOS TOTALES U [m]	DESPLAZAMIENTOS Uy [m]	
Cu ₁ KN/m^2	Cu ₂ KN/m^2			Uy Max	Uy Min
100	40	46	0.0152	0.0053	-0.0152
		115	0.0061	0.0021	-0.0061
200	100	46	0.0283	0.0101	-0.0283
		115	0.0113	0.0040	-0.0113

3. MODOS DE FALLA

ARENAS SECAS

$\phi' = 20^\circ$ $E = 30\text{MPa}$ $C' = 0 \text{ KN/m}^2$

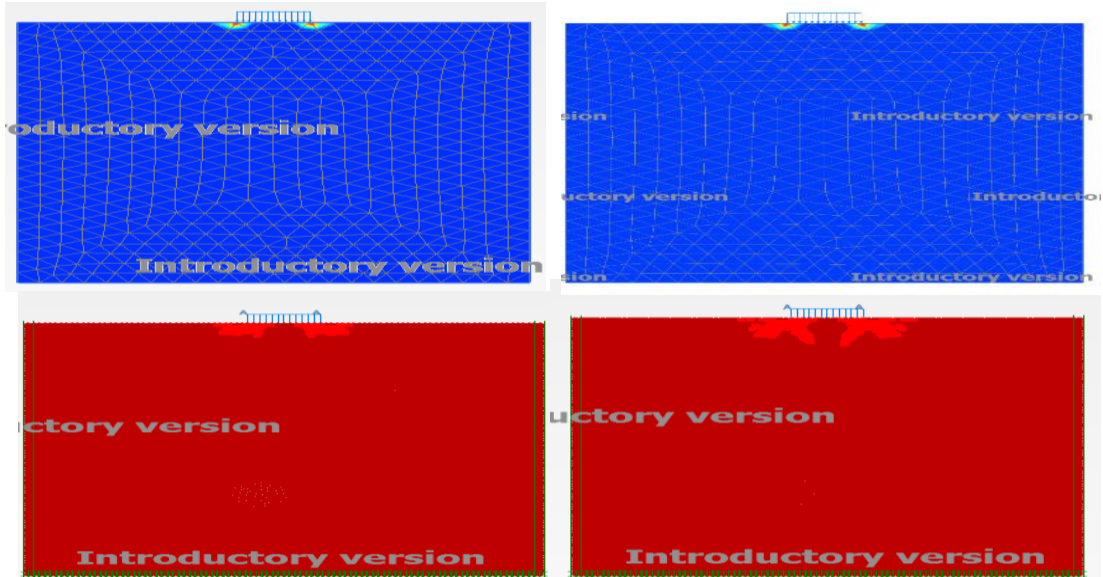
$\phi' = 25^\circ$ $E = 30\text{MPa}$ $C' = 0 \text{ KN/m}^2$



ARENAS SATURADAS

$$\phi' = 30^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$

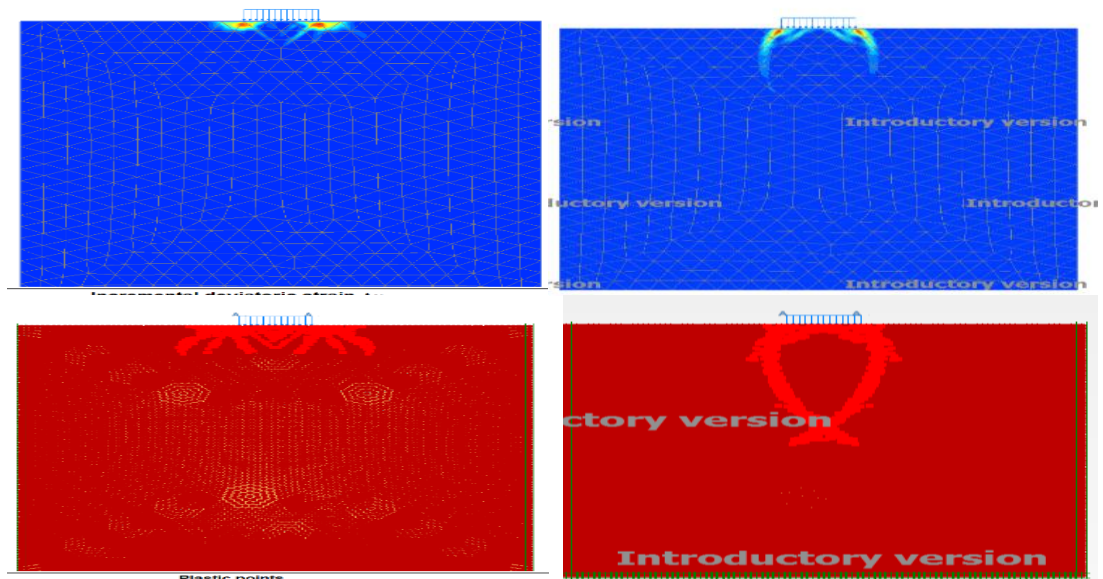
$$\phi' = 35^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$



ARENA CON N.F=1 m

$$\phi' = 30^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$

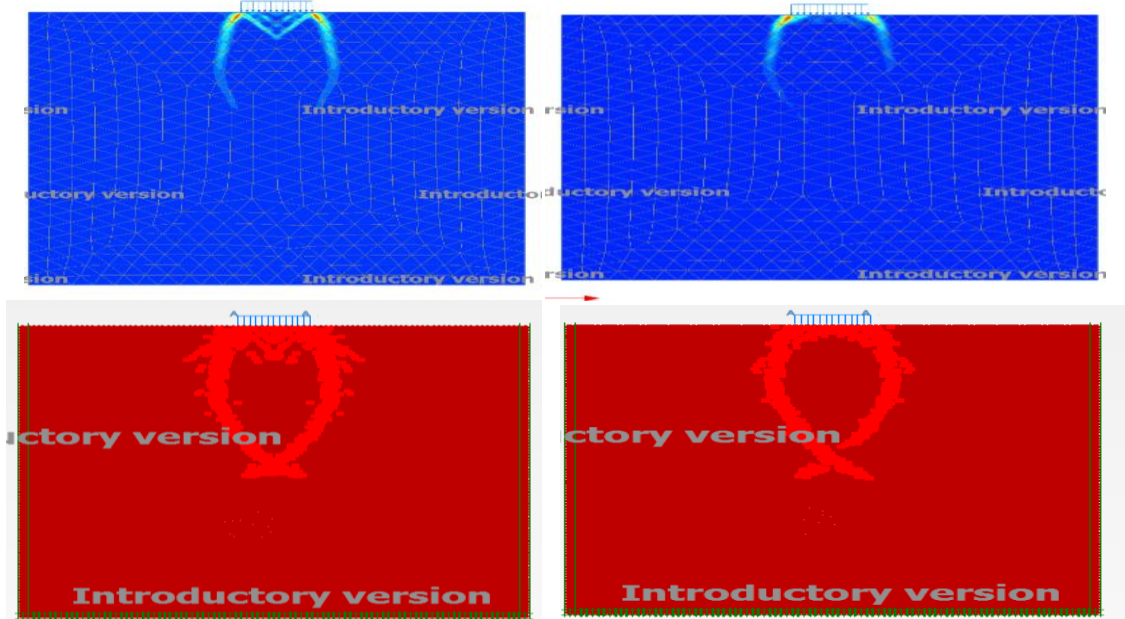
$$\phi' = 35^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$



ARENAS CON N.F=2 m

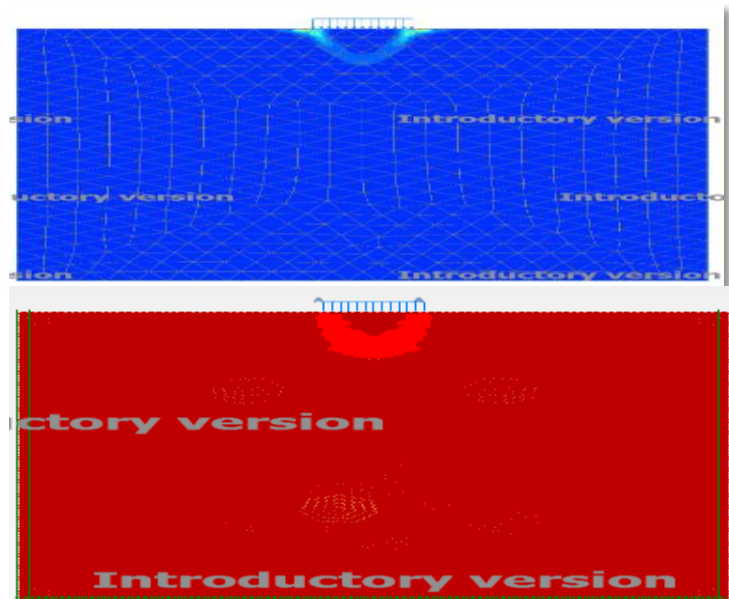
$$\phi' = 30^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi' = 35^\circ \quad E = 30 \text{ MPa} \quad C' = 1 \text{ KN/m}^2$$



ARCILLAS SATURADAS

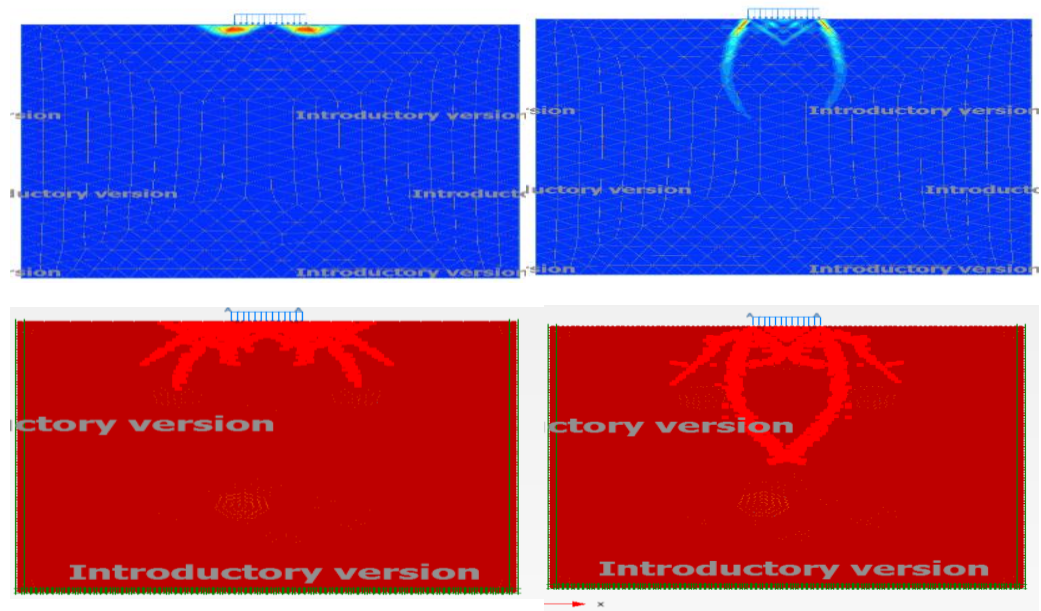
$$C_u = 40 \text{ KN/m}^2 \quad E_u = 46 \text{ MPa}$$



ARCILLAS CON N.F=1 m

$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 20 \text{ KN/m}^2$$

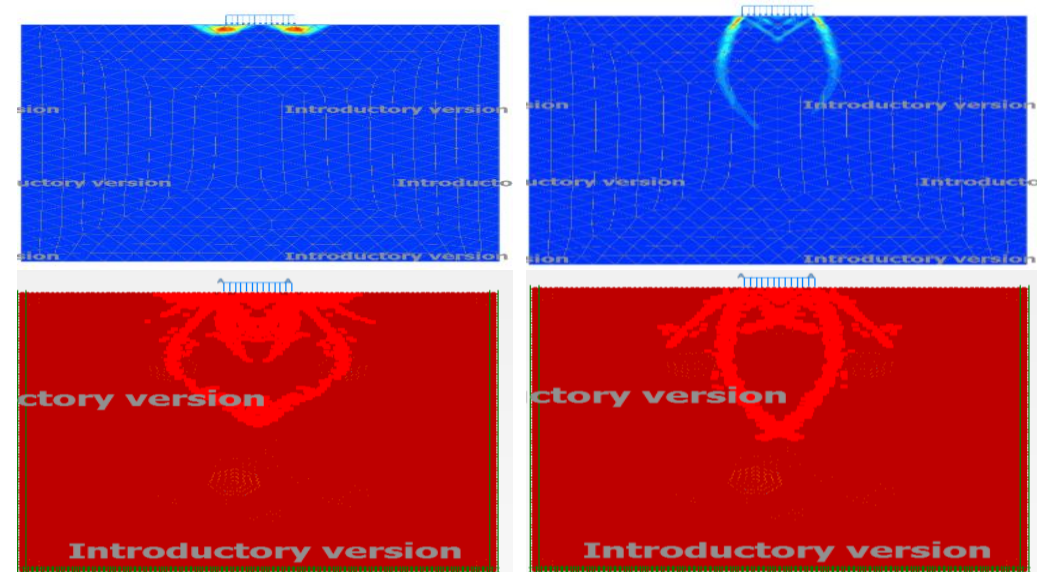
$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 30 \text{ KN/m}^2$$



ARCILLAS CON N.F=2 m

$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 30 \text{ KN/m}^2$$

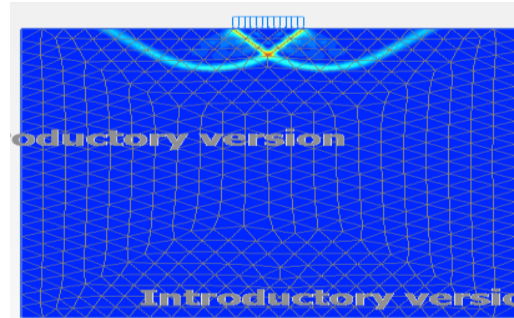


LIMOS SECOS

$$\phi' = 30^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 20 \text{ KN/m}^2$$



$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$



LIMOS SATURADOS

$$\phi' = 30^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$



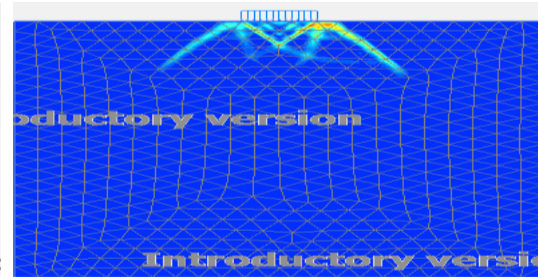
$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$



LIMOS CON N.F=1 m

$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$

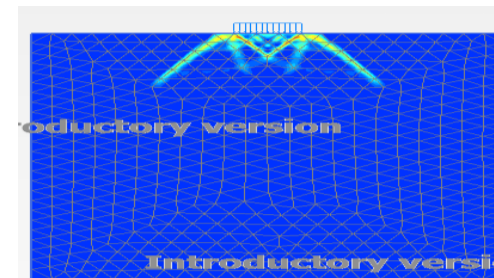
$$\phi' = 30^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$



LIMOS CON N.F=2m

$$\phi' = 30^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi' = 20^\circ \quad E = 40 \text{ MPa} \quad C' = 25 \text{ KN/m}^2$$



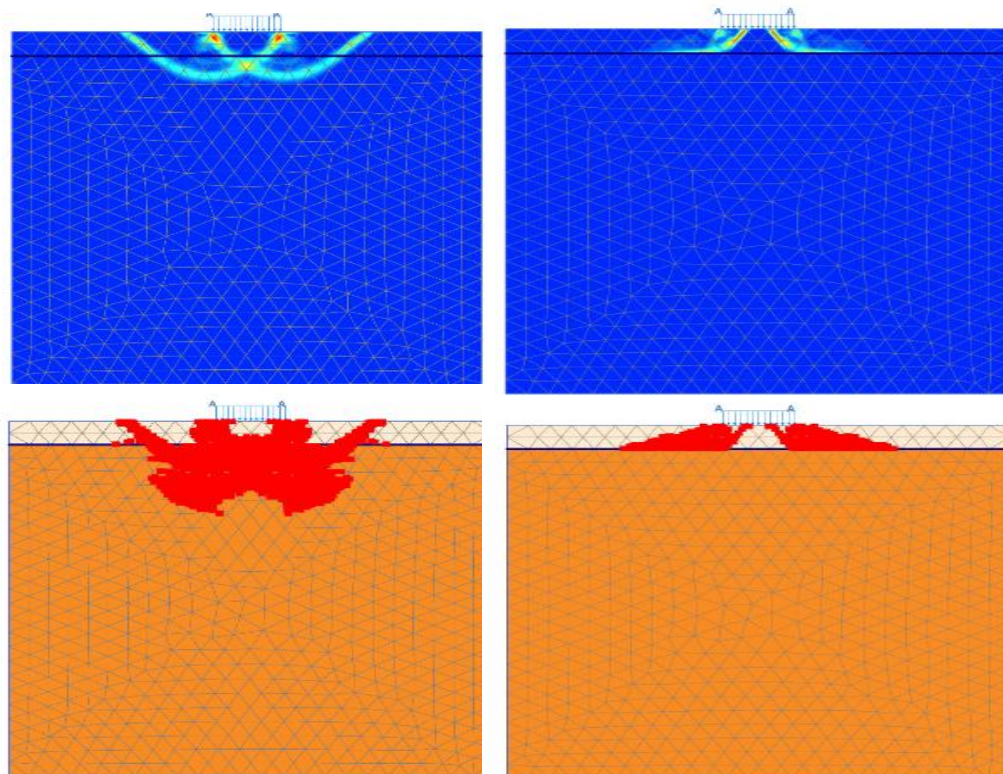
ARENA FUERTE / ARCILLA DÉBIL H=1 m

ARENA FUERTE $\phi'_1 = 35^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$

ARCILLA DÉBIL $C_u = 50\text{ KN/m}^2$ $E_u = 46\text{MPa}$

$\phi'_1 = 35^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$

$C_u = 150\text{ KN/m}^2$ $E_u = 46\text{MPa}$



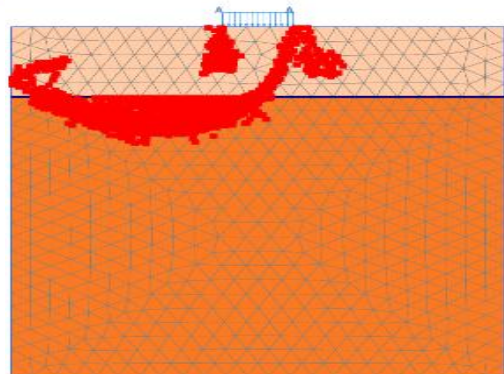
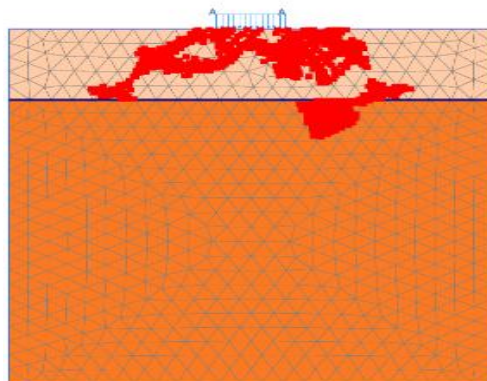
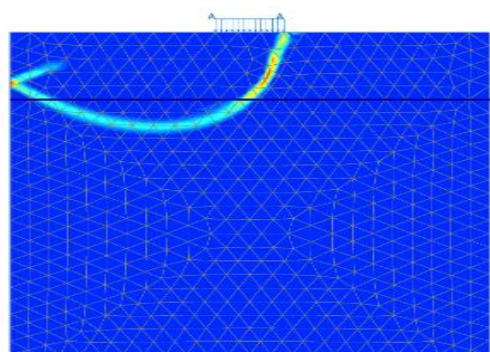
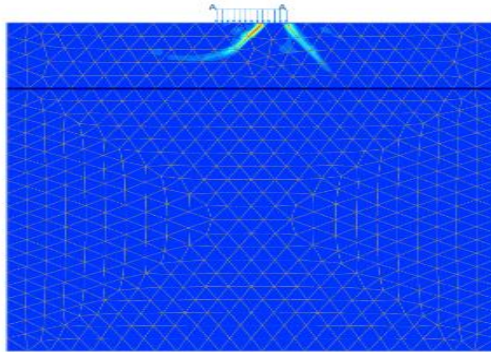
ARENA FUERTE / ARCILLA DÉBIL H=3 m

ARENA FUERTE $\phi'_1 = 30^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$

ARCILLA DÉBIL $C_u = 75\text{ KN/m}^2$ $E_u = 46\text{MPa}$

$\phi'_1 = 35^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$

$C_u = 50\text{ KN/m}^2$ $E_u = 46\text{MPa}$



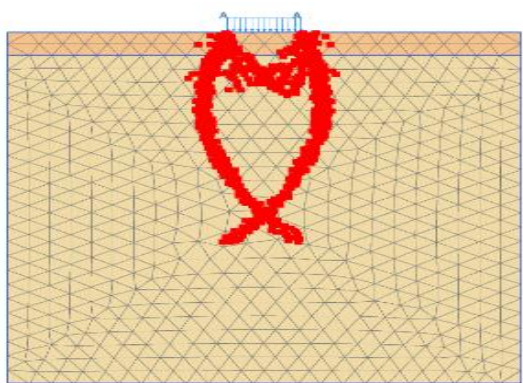
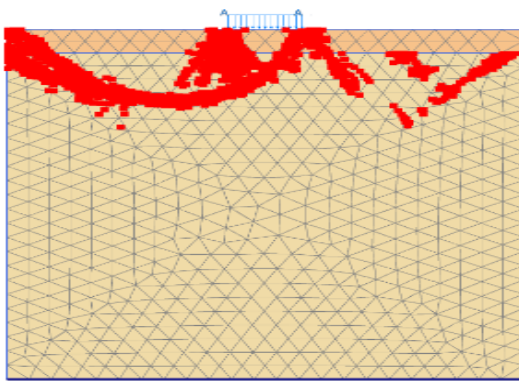
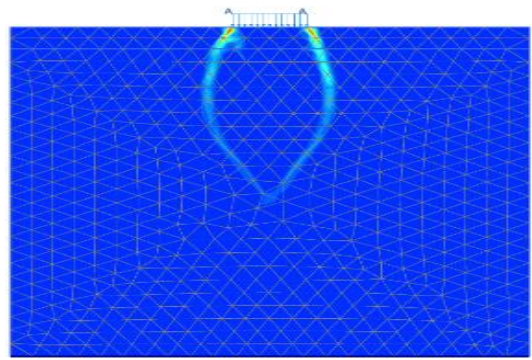
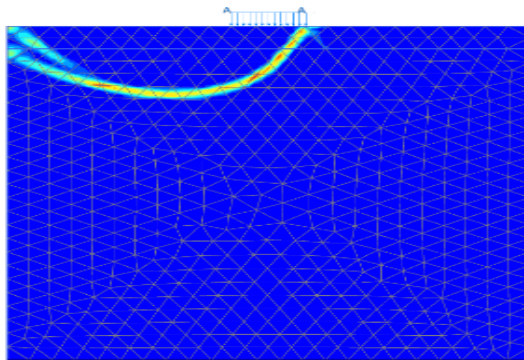
ARENA FUERTE / ARENA DÉBIL H=1 m

ARENA FUERTE $\phi'_1 = 30^\circ$ $E_1 = 100 \text{ MPa}$ $C' = 1 \text{ KN/m}^2$

$\phi'_1 = 40^\circ$ $E_1 = 100 \text{ MPa}$ $C' = 1 \text{ KN/m}^2$

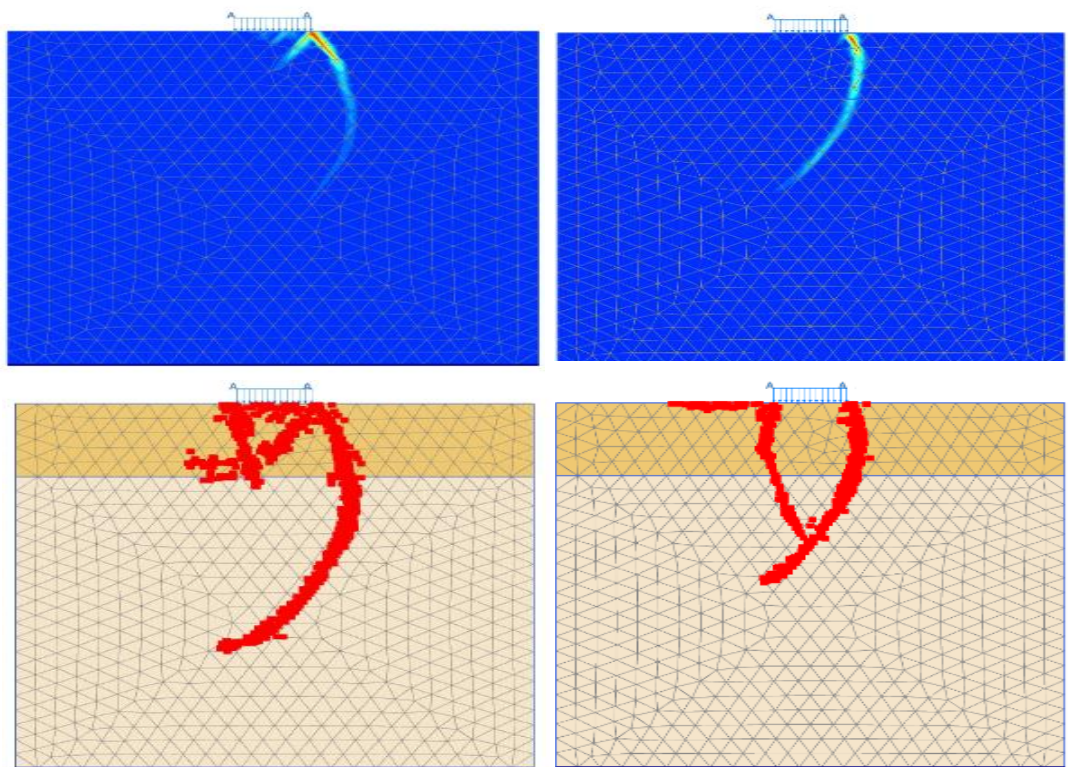
ARENA DÉBIL $\phi'_2 = 25^\circ$ $E_2 = 40 \text{ MPa}$ $C' = 1 \text{ KN/m}^2$

$\phi'_2 = 30^\circ$ $E_2 = 40 \text{ MPa}$ $C' = 1 \text{ KN/m}^2$



ARENA FUERTE / ARENA DÉBIL H=3 m

ARENA FUERTE $\phi'_1 = 30^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$ $C' = 1\text{ KN/m}^2$	$\phi'_1 = 40^\circ$ $E_1 = 100\text{MPa}$ $C' = 1\text{ KN/m}^2$
ARENA DÉBIL $\phi'_2 = 25^\circ$ $E_2 = 40\text{MPa}$ $C' = 1\text{ KN/m}^2$	$\phi'_2 = 30^\circ$ $E_2 = 40\text{MPa}$ $C' = 1\text{ KN/m}^2$



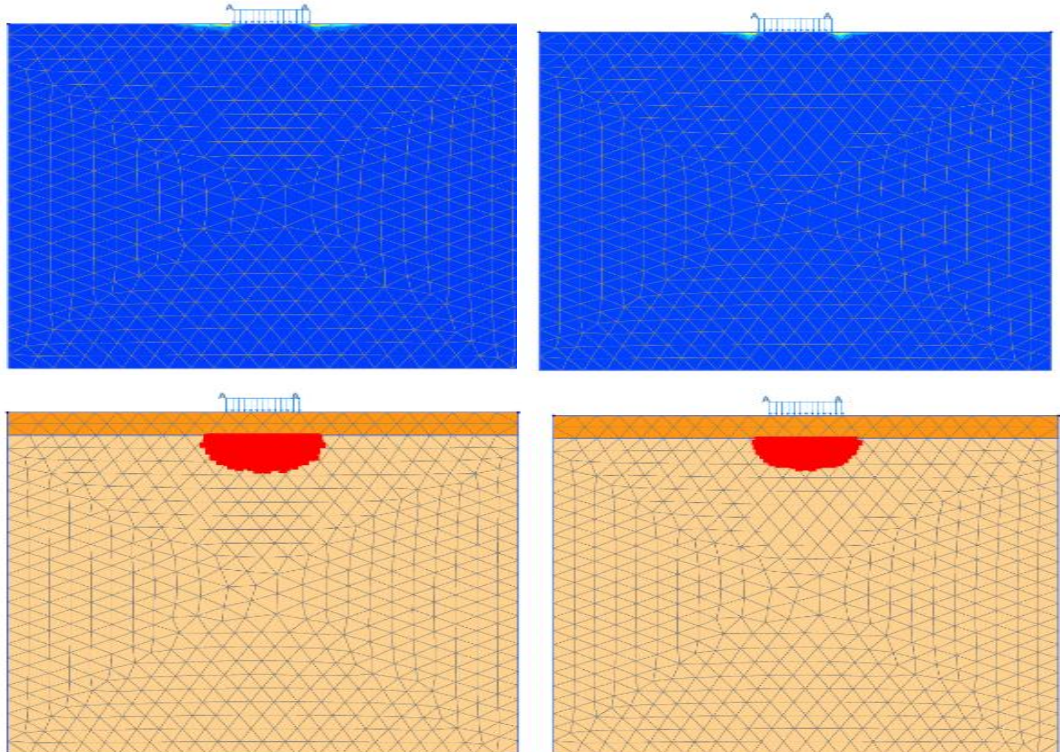
ARCILLA FUERTE / ARCILLA DÉBIL H=1 m

ARCILLA FUERTE $C_{u1} = 100 \text{ KN/m}^2$ $E_u = 115 \text{ MPa}$

ARCILLA DÉBIL $C_{u2} = 40 \text{ KN/m}^2$ $E_u = 46 \text{ MPa}$

$C_{u1} = 200 \text{ KN/m}^2$ $E_u = 115 \text{ MPa}$

$C_{u2} = 100 \text{ KN/m}^2$ $E_u = 46 \text{ MPa}$



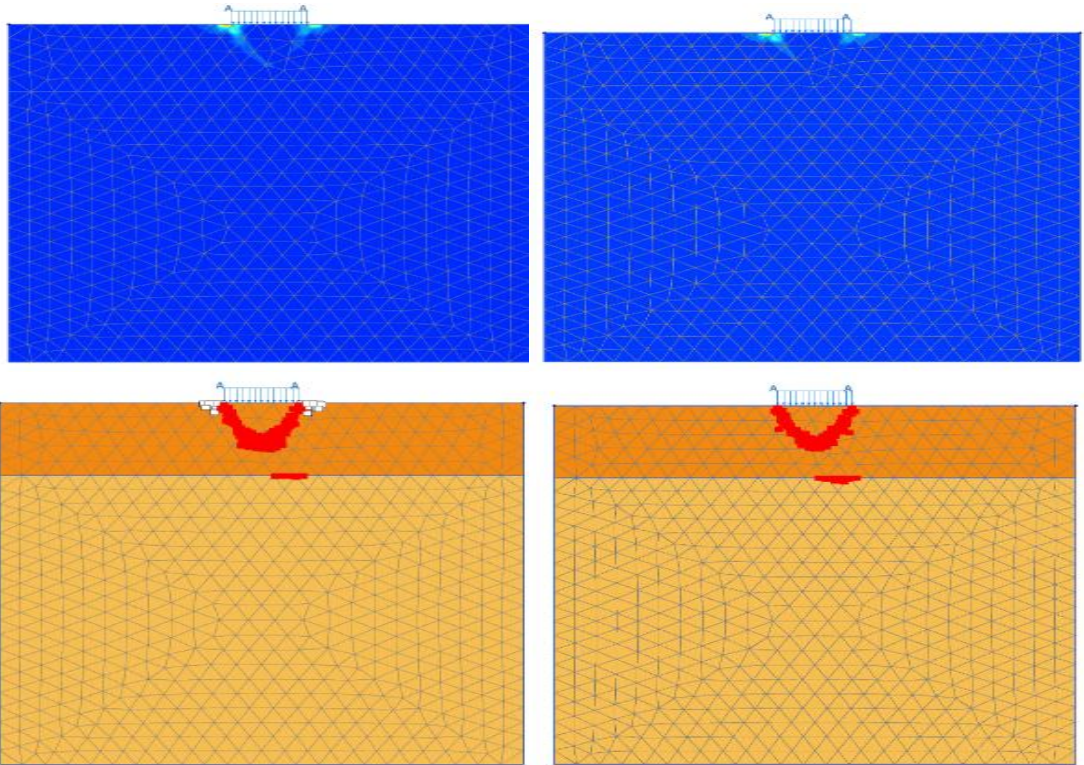
ARCILLA FUERTE / ARCILLA DÉBIL H=3 m

ARCILLA FUERTE $C_{U1} = 100 \text{ KN/m}^2$ $E_U = 115 \text{ MPa}$

ARCILLA DÉBIL $C_{U2} = 40 \text{ KN/m}^2$ $E_U = 46 \text{ MPa}$

$C_{U1} = 200 \text{ KN/m}^2$ $E_U = 115 \text{ MPa}$

$C_{U2} = 100 \text{ KN/m}^2$ $E_U = 46 \text{ MPa}$



Anexo D. Influencia de la Malla en el Medio Analizado

En el proceso de simulaciones se pudo observar que el valor de capacidad de carga última se ve afectado por el tipo de malla que se utilice, por esta razón hubo la necesidad de establecer un tipo de malla que arrojará resultados lo más preciso posible, para ello se modeló un suelo arcilloso seco con los siguientes parámetros de resistencia:

Carga a aplicar: 2155 KN/m²

Tabla 1.D. Parámetros de resistencia del suelo

Datos de entrada		
γ_n	18	KN/m ³
γ_{sat}	21	KN/m ³
D_f	0	m
B	2	m
ν	0,3	
c'	15	KN/m ²
ϕ	30	grados
E	40	Mpa

Figura 1.D. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio de 14mX15m tosquedad de malla muy gruesa.

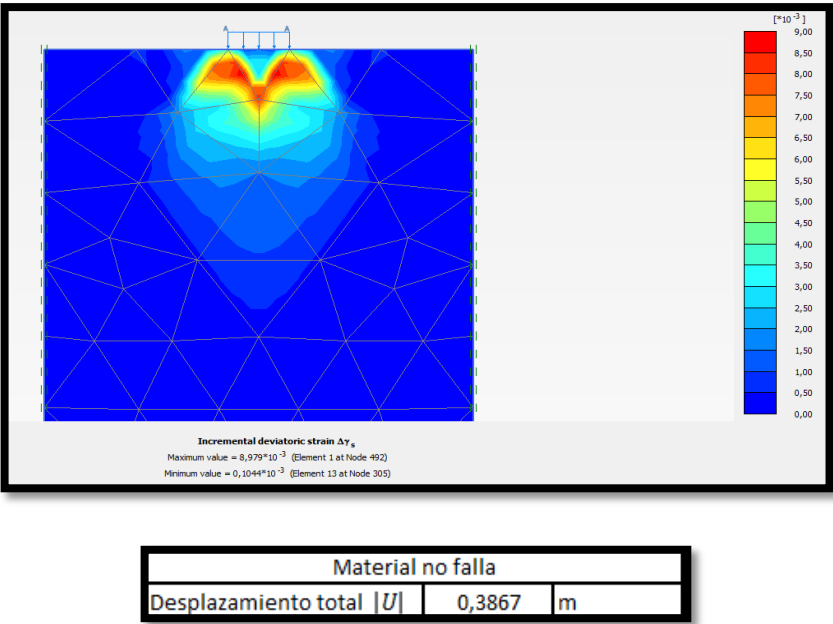


Figura 2.D. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio de 14mX15m tosquedad de malla gruesa.

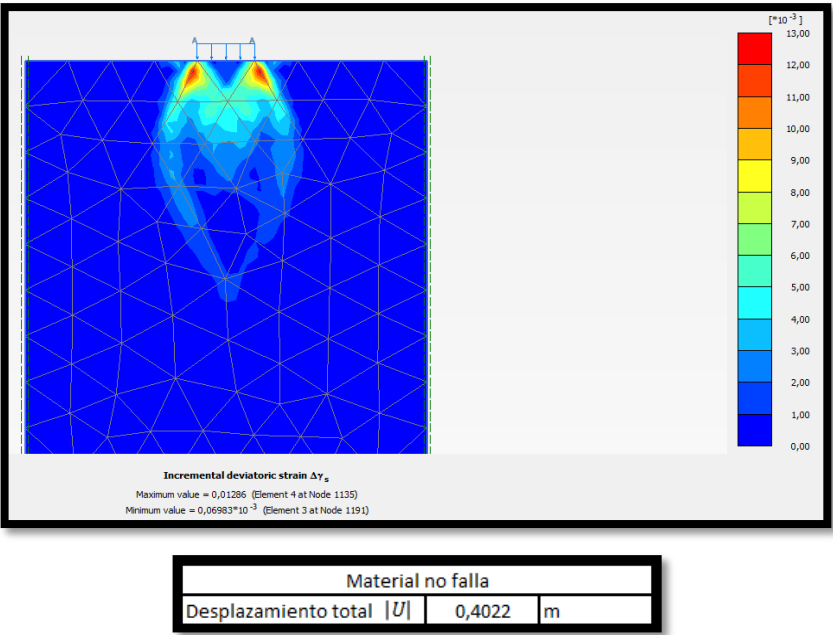
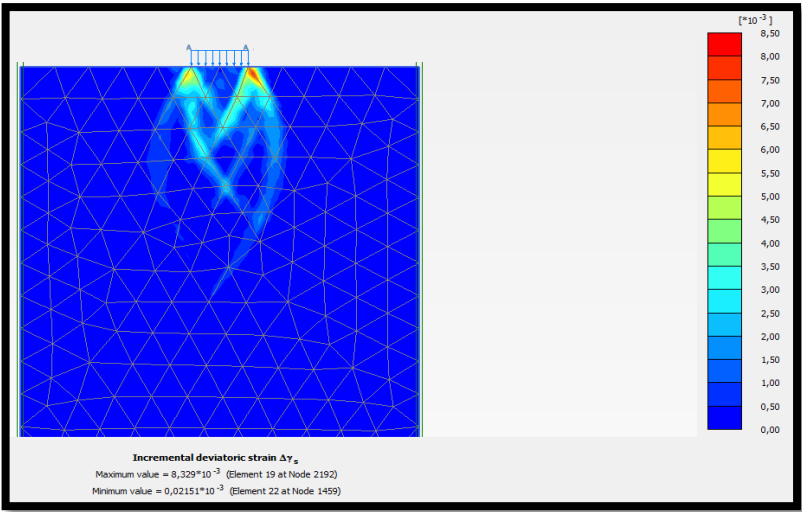
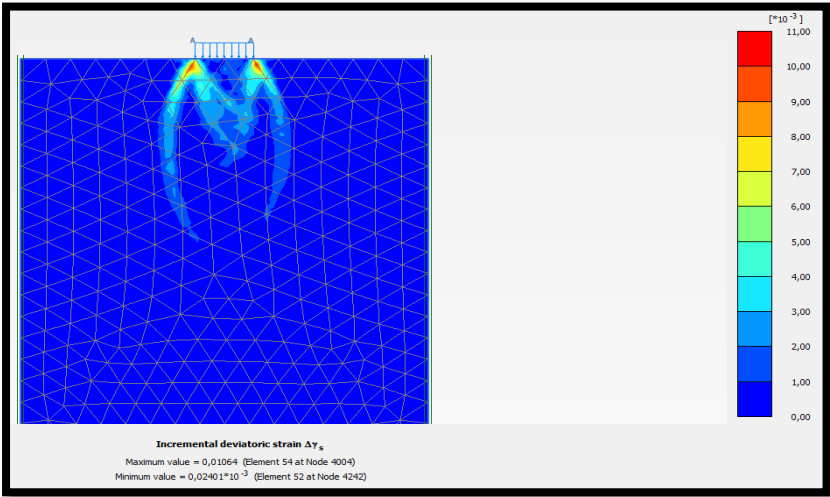


Figura 3.D. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio de 14mX15m tosqueda de malla mediana.



Material no falla			
Desplazamiento total	$ U $	0,4159	m

Figura 4.D. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio de 14mX15m tosqueda de malla fina.



Material no falla			
Desplazamiento total	$ U $	0,4267	m

Figura 5.D. Incremento de deformaciones desviadoras para un medio de 14mX15m tosqueda de malla muy fina.

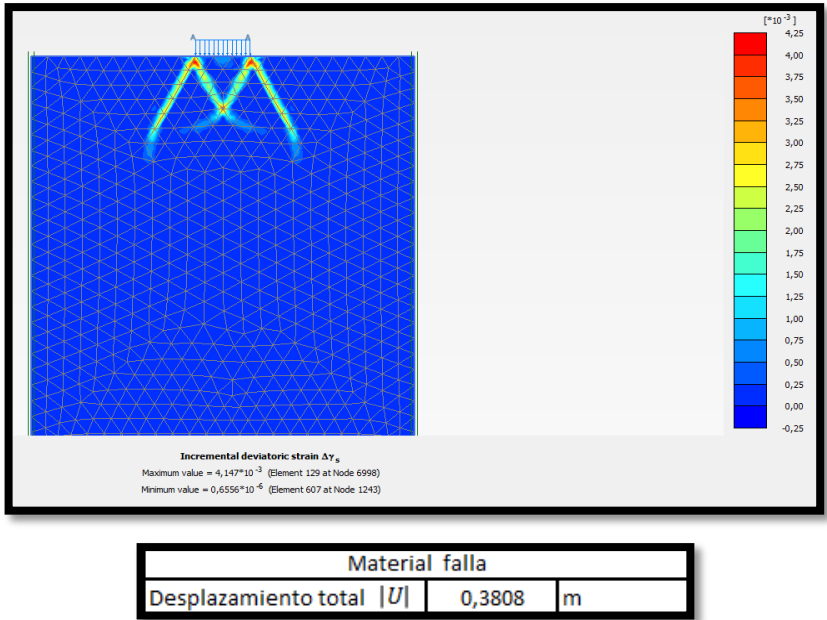


Tabla 6.D. Capacidad de carga ultima del suelo según las teorías clásicas y el programa Plaxis 2D.

MALLA	qult [KN/m ²]			
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Plaxis 2D
Muy Fina	902	855	855	2155

De la anterior verificación se observar la sensibilidad que tiene el programa frente al tipo de malla que se genere para crear los elementos finitos. De acuerdo a esto, se considera válido utilizar el tipo de malla muy fina, ya que fue el análisis de sensibilidad que produjo la falla del material con el valor de carga aplicado, mientras que para el resto de tipos de mallas se necesitaría aumentar este valor de carga. Efectos como estos son importantes de resaltar y tener en cuenta por que al tomar una mala decisión sobre el tipo de malla a utilizar se le estaría dando una resistencia mayor a la que en realidad, según el programa, el suelo posee.